



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**PERENCANAAN PONDASI RAKIT DAN PONDASI
TIANG DENGAN MEMPERHATIKAN DIFFERENTIAL
SETTLEMENT “STUDI KASUS GEDUNG FASILITAS
UMUM PENDIDIKAN UNIVERSITAS 17 AGUSTUS 1945
SURABAYA (UNTAG)”**

HARTONO

NRP. 3114 106 010

Dosen Pembimbing I

Prof., Ir., Indrasurya B. Mochtar, MSc., PhD

Dosen Pembimbing II

Musta'in Arif, ST., MT

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2016



TUGAS AKHIR RC - 14-1501

**PERENCANAAN PONDASI RAKIT DAN PONDASI
TIANG DENGAN MEMPERHATIKAN DIFFERENTIAL
SETTLEMENT “STUDI KASUS GEDUNG FASILITAS
UMUM PENDIDIKAN UNIVERSITAS 17 AGUSTUS
1945 SURABAYA (UNTAG)”**

HARTONO
NRP. 3114 106 010

Dosen Pembimbing I
Prof., Ir., Indrasurya B. Mochtar, MSc., PhD

Dosen Pembimbing II
Musta'in Arif, ST., MT

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT - RC141501

**DESIGN OF RAFT FOUNDATION AND DRIVEN
PILE FOUNDATION REGARD TO DIFFERENTIAL
SETTLEMENT “CASE STUDY CAMPUS
BUILDING OF 17 AGUSTUS 1945 SURABAYA
UNIVERSITY (UNTAG)”**

HARTONO
NRP. 3114 106 010

Supervisor I
Prof., Ir., Indrasurya B. Mochtar, MSc., PhD

Supervisor II
Musta'in Arif, ST., MT

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

**PERENCANAAN PONDASI RAKIT DAN PONDASI
TIANG DENGAN MEMPERHATIKAN
DIFFERENTIAL SETTLEMENT
“STUDI KASUS GEDUNG FASILITAS UMUM
PENDIDIKAN UNIVERSITAS 17 AGUSTUS 1945
SURABAYA (UNTAG)”**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Geoteknik
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

HARTONO

Nrp. 3114 106 010

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing I :

1. Prof., Ir., Indrasurya B. Moehjar, MSc., PhD.

Pembimbing II :

2. Musta'in Arif, ST.,MT



**SURABAYA
JANUARI, 2017**

**PERENCANAAN PONDASI RAKIT DAN PONDASI
TIANG DENGAN MEMPERHATIKAN
DIFFERENTIAL SETTLEMENT
“STUDI KASUS GEDUNG FASILITAS UMUM
PENDIDIKAN UNIVERSITAS 17 AGUSTUS 1945
SURABAYA (UNTAG)”**

Nama Mahasiswa : Hartono
NRP : 3114106010
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof., Ir., Indrasurya B. Mochtar,
MSc., PhD
Musta'in Arif, ST., MT

ABSTRAK

Pondasi diperlukan untuk mendukung beban bangunan di atasnya. Pondasi tiang umumnya digunakan untuk bangunan sedang sampai tinggi. Namun apabila kedalaman tanah keras jauh dari permukaan penggunaan pondasi tiang dapat menjadi tidak ekonomis. Pondasi juga harus direncanakan dengan memperhatikan perbedaan penurunan (differential settlement) karena dapat menyebabkan retak-retak pada bangunan sehingga kenyamanan penghuni terganggu akibat adanya retak tersebut.

Studi ini dilakukan untuk merencanakan pondasi rakit dan tiang dengan memperhatikan perbedaan penurunan studi kasus pada “Gedung Fasilitas Umum Pendidikan 17 Agustus 1945 Surabaya (UNTAG)” serta membandingkan biaya bahan antara pondasi rakit dan pondasi tiang. Gedung Fasilitas Pendidikan Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya (UNTAG) ini dibutuhkan untuk menunjang kegiatan perkuliahan. Gedung ini memiliki luas 6.480 m² dan berjumlah 9 tingkat. Pondasi rakit yang direncanakan memiliki panjang dan lebar 44x42 meter dikedalaman 3 meter dibawah permukaan tanah. Pada pondasi

tiang pancang direncanakan menggunakan pondasi tiang D60 dengan kedalaman mencapai 30 meter.

Hasil dari penelitian ini yaitu pada pondasi rakit terjadi differential settlement melebihi batas toleransi yaitu 0.0015 (NAVFAC, DM-7). Untuk menghilangkan penurunan konsolidasi dibutuhkan perbaikan tanah dengan PVD dan preloading. Sedangkan pada pondasi tiang menumpu pada tanah keras dikedalaman 30 m sehingga tidak terjadi penurunan konsolidasi. Adapun alternatif yang dipilih pada kasus ini yaitu menggunakan tiang pancang penurunan tanah (settlement) tidak menjadi masalah sehingga tidak diperlukan perbaikan tanah terlebih dahulu.

Kata kunci : Pondasi Rakit, Preloading, PVD, Tiang Pancang, Settlement.

**DESIGN OF RAFT FOUNDATION AND DRIVEN
PILE FOUNDATION REGARD TO DIFFERENTIAL
SETTLEMENT
“CASE STUDY CAMPUS BUILDING OF 17
AGUSTUS 1945 SURABAYA UNIVERSITY
(UNTAG)”**

NamaMahasiswa : Hartono
NRP : 3114106010
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
DosenPembimbing : Prof., Ir., Indrasurya B. Mochtar,
MSc., Phd.
Musta'in Arif, ST.,MT

ABSTRACT

Foundation needed to support building load above it. Pile usually used in middle to high rise building. However if hard soil placed so far below surface so using pile foundation wouldn't be economical. Foundation also must be designed regard to differential settlement because it will cause crack on the building so the comfort feeling of building occupant will be disturbed.

This study intent to designed raft foundation and pile foundation regard to differential settlement “Case Study Campus Building Of 17 Agustus 1945 Surabaya University (UNTAG)” also to compare material cost between raft foundation and pile foundation. Campus Building of 17 Agustus 1945 Surabaya University (UNTAG) builded to support campus activities. This building has area 6480 m² dan 9 story. The Foundation to be designed is deep foundation and shallow foundation. Raft foundation designed has dimension 44 x 42 meter with 3 meter deep below surface. On driven pile designed using D60 spun pile with 30 meter depth.

The results of this study is on raft foundation occurs differential settlement more than torelance (0.0015). To omits consolidation settlement it's need soil improvement, in this case

using PVD and preloading. On driven pile foundation does not occurs consolidation settlement. Alternatives foundation to be choosed in this case study is driven pile foundation because it's does not need soil improvement before.

Keyword : Raft Foundation, Preloading, PVD, Driven pile, Settlement.

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “*Perencanaan Pondasi Rakit Dan Pondasi Tiang Dengan Memperhatikan Differential Settlement : Studi Kasus Gedung Fasilitas Umum Pendidikan Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya (Untag)*”.

Penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada:

1. Orang tua dan keluarga dari penulis yang telah memberikan doa, kasih sayang dan dukungan baik moril maupun materil.
2. Prof., Ir., Indrasurya B. Mochtar, MSc., PhD dan Musta'in Arif, ST.,MT selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Teman-teman seperjuangan Lintas Jalur S-1 angkatan 2015, dan semua rekan mahasiswa Teknik Sipil ITS lainnya.
4. Adek-adek kelas Lintas Jalur S-1 alumni Diploma Teknik Sipil UGM yang sudah banyak memberikan ilmu dan pengalaman serta arahan kepada penulis.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata penulis mengharapkan, semoga tugas akhir ini dapat memenuhi bermanfaat bagi kita semua, khususnya mahasiswa Teknik Sipil.

Surabaya, Desember 2016

Hartono

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xiii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah	3
1.4 Tujuan	3
1.5 Manfaat	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Distribusi Tegangan	5
2.1.1 Tegangan yang diakibatkan beban terpusat	5
2.2 Penurunan konsolidasi	5
2.2.1 Ketentuan untuk peninjauan perbedaan penurunan	8
2.3 Daya dukung pondasi dangkal	11
2.4 Perhitungan struktur pondasi rakit	12
2.4.1 Perhitungan Pelat Pondasi	12
2.4.2 Perhitungan Balok Pondasi	12
2.5 Perkuatan Tanah dengan PVD dan preloading	12
2.6 Daya Dukung Pondasi Tiang	14
2.6.1 Daya Dukung Pondasi berdasarkan data SPT	15
2.6.2 Daya dukung pondasi berdasarkan data sondir	17
2.7 Daya Dukung Tiang Group	18
2.7.1 Konfigurasi Tiang	18
2.8 Beban lateral pondasi tiang	19

2.9 Perencanaan poer	22
2.10 Perencanaan sloof	23
2.11 Penurunan elastis pondasi tiang.....	23
2.12 Penurunan elastis pondasi tiang kelompok.....	24
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	25
3.1 Bagan Alir	25
3.2 Rangkaian Kegiatan Perencanaan.....	26
3.2.1 Studi Literatur	26
3.2.2 Pengumpulan dan Analisa Data	27
3.2.3 Perencanaan Pondasi Rakit.....	27
3.2.4 Perencanaan Pondasi Tiang	27
3.2.5 Perhitungan Biaya Material	27
3.2.6 Kesimpulan	27
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN	29
4.1 Analisa Data Tanah.....	29
4.1.1 Sumber data tanah.....	29
4.1.2 Hasil pengujian borlog dan SPT	29
4.1.3 Hasil pengujian sondir	29
4.1.4 Korelasi nilai cu	34
4.1.5 Penentuan Poisson Ratio	34
4.1.6 Modulus Young (E_s)	34
4.1.7 Rangkuman Data Tanah	35
4.1.8 Analisa Pembebanan	38
4.2 Perencanaan Pondasi Rakit	42
4.2.1 Daya dukung pondasi rakit	42
4.2.2 Tekanan pada tanah.....	43
4.2.3 Perencanaan Struktur Pondasi Rakit	43
4.2.3.1 Perencanaan Slab	43
4.2.3.2 Perencanaan Balok.....	46
4.2.4 Penurunan pondasi rakit	51
4.2.5 Perbaikan tanah dengan PVD	52
4.3 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang.....	55

4.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang.....	55
4.3.2 Kedalaman Pondasi Tiang	64
4.3.3 Konfigurasi Pondasi	64
4.3.4 Gaya Horizontal pada Tiang	74
4.3.5 Penulangan Pile Cap.....	76
4.3.6 Perencanaan Sloof	82
4.3.6.1 Data Perencanaan	82
4.3.6.2 Penulangan Sloof.....	82
4.3.6.3 Penulangan Geser sloof.....	84
4.3.7 <i>Elastic Settlement</i> Pondasi Tiang Group	85
4.3.8 Perhitungan Biaya Material	86
BAB V METODE PELAKSANAAN.....	89
5.1 Metode Pelaksanaan Pemasangan PVD	89
5.2 Metode Pelaksanaan Pondasi Rakit.....	90
5.3 Metode Pelaksanaan Pondasi Tiang.....	93
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN.....	99
6.1 Kesimpulan	99
6.2 Saran.....	100
DAFTAR PUSTAKA	101
LAMPIRAN	
Lampiran 1 : Data tanah	103
Lampiran 2 : Gambar hasil perencanaan pondasi	108

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1. Lokasi Proyek	1
Gambar 2.1 Ilustrasi tegangan yang terjadi pada tanah	6
Gambar 2.2 Zona keruntuhan pada tanah	11
Gambar 2.3 Mekanisme transfer beban pondasi tiang.....	13
Gambar 2.4 Konfigurasi pondasi tiang	19
Gambar 2.5 Koefisien variasi (f) untuk tiang pancang yang menerima beban lateral	20
Gambar 2.6 Koefisien defleksi (F_d) dan koefisien momen (F_m)	21
Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi	26
Gambar 4.1 N-SPT vs Kedalaman	31
Gambar 4.2 Grafik Nilai q_c	32
Gambar 4.3 Grafik nilai f_s	33
Gambar 4.4 Nilai <i>poisson ratio</i>	34
Gambar 4.5 Denah kolom.....	41
Gambar 4.6 Penampang Balok T	47
Gambar 4.7 Asumsi Balok T	47
Gambar 4.8 Pemampatan Pondasi Rakit	51
Gambar 4.9 Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi dan Derajat Konsolidasi	53
Gambar 4.10 Grafik Hubungan antara H_{final} dengan $H_{initial}$	54
Gambar 4.11 Grafik Hubungan antara S_c dengan H_{final}	54
Gambar 4.12 Daya Dukung berdasarkan Sondir.....	59
Gambar 4.13 Grafik Daya Dukung Ijin Aksial Tekan Tiang Tunggal Berdasarkan Harga Spt Dan Data Bor, Dgn Formula Mayeerhof Dan Bazara.....	63
Gambar 4.14 Konfigurasi Pilecap type PC-1	65
Gambar 4.15 Tinjauan Geser 2 arah Kolom PC-1	66

Gambar 4.16 Tinjauan Geser 2 arah Tiang PC-1	67
Gambar 4.17 Konfigurasi Pilecap type PC-2.....	68
Gambar 4.18 Tinjauan Geser 2 arah Kolom PC-2	69
Gambar 4.19 Tinjauan Geser 2 arah Tiang PC-2	70
Gambar 4.20 Konfigurasi Pilecap type PC-3.....	71
Gambar 4.21 Tinjauan Geser 2 arah Kolom PC-3	73
Gambar 4.22 Tinjauan Geser 2 arah Tiang PC-3	74
Gambar 4.23 Momen Lentur dimuka kolom Arah X PC-1.....	76
Gambar 4.24 Momen Lentur dimuka kolom Arah Y PC-1.....	77
Gambar 4.25 Momen Lentur dimuka kolom Arah X PC-2.....	78
Gambar 4.26 Momen Lentur dimuka kolom Arah Y PC-2.....	79
Gambar 4.27 Momen Lentur dimuka kolom Arah X PC-3.....	80
Gambar 4.28 Momen Lentur dimuka kolom Arah Y PC-3.....	81
Gambar 4.29 Diagram Interaksi Balok Sloof 35/50	83
Gambar 4.30 Output momen tahanan balok sloof 35/50 .	83
Gambar 5.1 Urutan pemasangan PVD	88
Gambar 5.2 a. Potongan melintang mandrel b. plate angkur.....	89
Gambar 5.3 <i>Hydraulic Static Pile Driver</i>	93

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Toleransi diferensial untuk struktur.....	9
Tabel 4.1 Nilai N-SPT	30
Tabel 4.2 <i>Modulus Young</i> (J.E. Bowles, 1974)	34
Tabel 4.3 Data Tanah.....	36
Tabel 4.4 Joint Reaction Asumsi Jepit.....	39
Tabel 4.5 Joint Reaction Asumsi Sendi	40
Tabel 4.6 Hasil perhitungan H_{final} untuk ketinggian timbunan bervariasi	52
Tabel 4.6 Daya Dukung Berdasarkan Sondir Titik BH 1.....	56
Tabel 4.7 Daya Dukung Berdasarkan Sondir Titik BH 2	57
Tabel 4.8 Daya Dukung Berdasarkan Sondir Titik BH 3.....	58
Tabel 4.9 Daya Dukung Ijin Berdasarkan SPT Daya Dukung Ijin Berdasarkan SPT.....	60
Tabel 4.10 Konfigurasi Pondasi Tiang.....	64
Tabel 4.11. Defleksi dan Momen pada tiang.....	76
Tabel 4.12 Elastic Settlement Tiang.....	86
Tabel 4.13 Biaya Material Pondasi Tiang Pancang.....	86
Tabel 4.14 Biaya Material Pondasi Rakit + PVD.....	87

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam mencapai tujuan pendidikan perguruan tinggi, diperlukan sarana dan prasarana yang baik. Prasarana mencakup lahan dan bangunan untuk keperluan ruang kuliah, ruang dosen, dan lainnya. Oleh sebab itu, gedung fasilitas umum pendidikan Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya (UNTAG) akan dibangun untuk menunjang kegiatan perkuliahan. Gedung ini terdiri dari 10 lantai dan disain awal menggunakan pondasi KSSL seri 3 dengan perkuatan cerucuk bambu.



Gambar 1.1 Lokasi proyek

UNTAG sebagai owner telah menerapkan sistem pondasi Konstruksi Sarang Laba-laba (KSSL) pada beberapa gedungnya. Walaupun ada kecenderungan dalam memilih sistem pondasi KSSL, ada pertimbangan lain yang dipikirkan owner yaitu adanya differential settlement. Di lingkungan kampus UNTAG gedung yang sudah menerapkan pondasi KSSL mencapai 4-8 lantai,

sehingga pada gedung ini tidak dapat diterapkan pondasi KSSL. Maka diperlukan studi untuk mengetahui apabila digunakan sistem pondasi yang lain pada gedung tersebut. Pada tugas akhir ini dipilih pondasi tiang dan pondasi rakit yang akan digunakan pada gedung tersebut.

Pondasi tiang meneruskan beban hingga mencapai tanah keras. Namun, apabila tanah keras terlalu dalam sehingga tidak dapat dicapai, pondasi tiang dapat bekerja dengan meneruskan beban ke tanah melalui tahanan geser yang timbul akibat dengan gesekan antara tanah dan pondasi. Biasanya beberapa pondasi tiang digunakan dan disatukan oleh poer (*pile cap*). Sedangkan bila tanah dengan daya dukung rendah biasanya digunakan pondasi rakit. Pondasi rakit mendukung beberapa buah kolom dalam sebuah pelat beton (*concrete slab*).

Dalam merencanakan pondasi rakit, yang perlu diperhatikan adalah tidak boleh terjadi *differential settlement* walaupun beban kolom yang dipikul sangat berbeda. Jadi pondasi rakit ini direncanakan sedemikian rupa agar kaku. Begitu juga pondasi tiang, dalam perencanaannya juga harus memperhatikan *differential settlement* karena dapat menimbulkan kerusakan pada struktur atasnya.

Sebelum merencanakan pondasi diperlukan pengujian untuk mengetahui karakteristik tanah dasar di lapangan. Hasil pengujian menunjukkan konsistensi tanah menengah (*medium stiff*) berada pada kedalaman 12 sampai dengan 15 meter dan pada kedalaman 15 sampai 18 meter konsistensi tanah kaku (*stiff*). Jenis tanah pada kedalaman 0-15 meter lapisan tanah berupa lempung maupun lempung berpasir. Selain itu lapisan pasir berlanau dapat ditemukan pada kedalaman 15 – 22.5 meter di bawah permukaan tanah.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian di atas, maka dirumuskan permasalahan pada Tugas Akhir ini sebagai berikut :

1. Bagaimana perencanaan pondasi tiang maupun rakit dengan memperhatikan penurunan atau penurunan tak sama (*differential settlement*) yang diijinkan?
2. Berapa biaya bahan konstruksi pondasi tiang dan pondasi rakit yang direncanakan?
3. Bagaimana metode pelaksanaan pondasi tiang dan pondasi rakit yang direncanakan?

1.3 Batasan Masalah

Dalam perencanaan ini terdapat beberapa batasan masalah, yaitu :

1. Tidak menghitung rencana anggaran biaya total masing-masing pondasi.
2. Preloading menggunakan timbunan pasir
3. Tidak menghitung jadwal pentahapan beban preloading.

1.4 Tujuan

Adapun tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah untuk :

1. Mengetahui hasil perencanaan pondasi tiang dan pondasi rakit pada gedung Fasilitas Umum Pendidikan UNTAG Surabaya.
2. Mengetahui biaya bahan untuk pondasi tiang dan pondasi rakit.
3. Mengetahui metode pelaksanaan pondasi tiang dan pondasi rakit.

1.5 Manfaat

Dapat menjadi referensi terhadap perencanaan pondasi yang menggunakan pondasi tiang pancang dan pondasi rakit dengan perbaikan tanah menggunakan *vertical drain* yang nantinya dapat diterapkan pada proyek.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Distribusi Tegangan Tanah

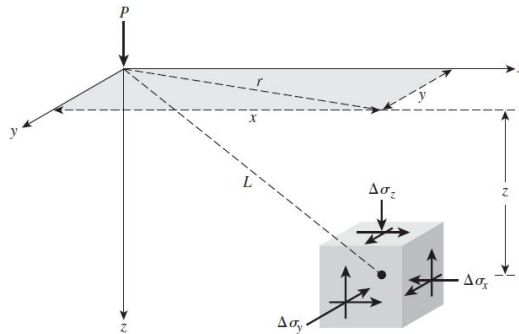
Suatu lapisan tanah yang mendukung pondasi umumnya akan terjadi kenaikan tegangan. Kenaikan tegangan pada lapisan tanah tersebut tergantung pada beban per satuan luas pondasi, kedalaman tanah dibawah pondasi dimana tegangan tersebut ditinjau dan faktor-faktor lainnya. Prinsip-prinsip perhitungan besarnya kenaikan tegangan vertikal berdasarkan teori elastis. Walaupun kondisi tanah dilapangan sebagian besar tidak elastis penuh, tidak isotropis, dan juga tidak homogen, perhitungan untuk memperkirakan besarnya kenaikan tegangan vertikal memberikan hasil yang cukup baik untuk maksud praktis.

2.1.1 Tegangan yang diakibatkan oleh beban terpusat

Penentuan tegangan-tegangan pada sembarang titik didalam tanah akibat beban terpusat dapat di selesaikan dengan rumus *Bousinesq*. Anggapan yang dipakai dalam teori ini adalah :

1. Tanah berupa material yang bersifat elastis, homogen, isotropis dan semi tak terhingga.
2. Tanah tidak mempunyai berat.
3. Hubungan tegangan-regangan mengikuti hukum hooke.
4. Distribusi tegangan sama pada semua jenis tanah.
5. Distribusi tegangan simetris terhadap sumbu vertikal.
6. Perubahan volume tanah diabaikan.
7. Tanah tidak sedang mengalami tegangan sebelum beban Q diterapkan.

Tegangan-tegangan normal dalam arah horizontal tergantung pada angka *poisson* mediumnya. Sebaliknya tegangan arah vertikal tidak tergantung pada angka Poisson



Gambar 2.1 Tegangan yang terjadi pada media elastis oleh beban titik

Besarnya tegangan vertikal yang ditinjau dari kedalaman z sebagai akibat dari beban titik tersebut adalah :

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$

$$L = \sqrt{x^2 + z^2}$$

Dimana :

P = Beban titik

z = Kedalaman muka tanah ke titik yang ditinjau

x = Jarak horisontal dari beban titik yang ditinjau.

2.2 Penurunan konsolidasi

Penambahan beban diatas suatu permukaan tanah dapat menyebabkan suatu lapisan tanah dibawahnya mengalami pemampatan. Pemampatan tersebut disebabkan oleh deformasi partikel tanah, relokasi partikel, keluarnya air atau udara dari dalam pori, dan sebab-sebab lainnya. Penurunan pada tanah akibat pembebanan dapat dibagi menjadi dua kelompok :

1. Penurunan kondolidasi (*consolidation settlement*), perubahan volume tanah jenuh air akibat keluarnya air dari pori-pori tanah.

2. Penurunan segera (*Immediete settlement*), akibat deformasi elastis tanah kering, basah, jenuh air tanpa adanya perubahan kadar air.

Ketika tegangan pada tanah lempung jenuh air meningkat, tekanan air pori dalam tanah meningkat juga. Karena koefisien rembesaan lempung sangat kecil, dibutuhkan waktu agar tekanan air pori dapat hilang dan peningkatan tekanan yang diterima oleh butiran tanah.

Pada saat $t = 0$ (sesaat setelah tegangan diberikan), kelebihan tekanan air pori pada sembarang kedalaman Δu sama dengan $\Delta \sigma$ atau

$$\Delta u = \Delta h i \gamma_w = \Delta \sigma \text{ (pada } t = 0 \text{)}$$

Oleh karena itu peningkatan tekanan efektif pada $t = 0$ adalah

$$\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u = 0$$

Secara teotiris pada $t = \infty$, ketika semua kelebihan tekanan air pori dalam lempung telah hilang,

$$\Delta u = 0 \text{ (pada } t = \infty \text{)}$$

Maka peningkatan tegangan efektif dalam lapisan tanah lempung adalah

$$\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u = \Delta \sigma - 0 = \Delta \sigma$$

Peningkatan tegangan efektif secara berangsur-angsur dalam lapisan lempung menyebabkan penurunan dalam suatu periode waktu inilah yang disebut konsolidasi.

Berdasarkan tes laboratorium konsolidasi satu dimensi diperoleh grafik hubungan variasi angka pori, e pada akhir konsolidasi terhadap tegangan vertikal efektif, σ' . Dari kurva e - $\log \sigma'$ tiga parameter yang dibutuhkan untuk menghitung penurunan dilapangan dapat ditentukan, yaitu tekanan prakonsolidasi (σ'_c), Indeks pemampatan (C_c), dan Indeks pengembangan (C_s). Tekanan prakonsoilidasi adalah tekanan overburden maksimum yang pernah dialami tanah. Tanah dapat berupa terkonsolidasi secara normal (*normally consolidated*) atau terlalu terkonsolidasi (*over consolidated*). Jika tekanan efektif overburden pada saat ini merupakan tekanan maksimum yang

pernah dialami oleh tanah itu maka tanah dikatakan terkonsolidasi normal, jika tekanan efektif overburden saat ini adalah lebih kecil dari tekanan yang pernah dialami oleh tanah itu sebelumnya, maka tanah dikatakan terlalu terkonsolidasi.

Persamaan penurunan konsolidasi satu dimensi untuk tanah lempung adalah sebagai berikut :

- Kondisi tanah terkonsolidasi normal (NC soil) $\rightarrow \sigma'_o = \sigma'_c$

$$Sc = \frac{Cc \times H}{1 + e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma}{\sigma'_o} \right)$$

- Kondisi tanah terkonsolidasi lebih (OC soil) $\rightarrow \sigma'_o < \sigma'_c$

Bila $\sigma'_o + \Delta \sigma \leq \sigma'_c$ maka,

$$Sc = \frac{Cs \times H}{1 + e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma}{\sigma'_o} \right)$$

Bila $\sigma'_o + \Delta \sigma > \sigma'_c$ maka,

$$Sc = \frac{Cs \times H}{1 + e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + \frac{Cc \times H}{1 + e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma}{\sigma'_c} \right)$$

Dimana :

H = Tebal lapisan lempung

e_o = Angka pori (*Initial void ratio*)

Cc = Indeks kompresi (*Compresion index*)

Cs = Indeks mengembang (*Swelling index*)

$\Delta \sigma$ = Besarnya tegangan akibat pembebanan di muka tanah

σ'_o = Tegangan overburden efektif (*effective overburden pressure*)

σ'_c = Tegangan prakonsolidasi efektif (*effective praconsolidation pressure*)

2.2.1 Ketentuan untuk peninjauan perbedaan penurunan

Walaupun tanah tidak kolaps atau terjadi kegagalan geser namun pondasi tidak dapat digunakan akibat besarnya penurunan yang terjadi. Bangunan miring, balok dan pelat retak dapat timbul akibat perbedaan penurunan (*differential settlement*).

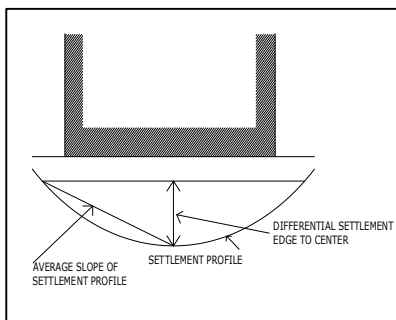
Ketentuan perbedaan penurunan diambil berdasarkan pedoman oleh NAVAC,DM 7 seperti pada Tabel 2.1

Tabel 2.1 Toleransi Differensial untuk struktur

Tolerable Differential Settlements of structures

Type of structure	Tolerable Differencial settlement	Qualifying condition
Circular steel petroleum or fluids storage tanks: Fixed top: Floating top:	(units of radian of slope of settlement profile) 0.008 0.002 to 0.003 (Depending of detail of floating top)	Values aply to tanks on flexible base. Rigid slabs for base will not permit such settlement will out cracking and localbuckling
Tracks for overhead traveling crane	0.003	Value taken longitudinally along track. Settlement between tracks generally does not control
Rigid circular mat or ring footing for tall and slender rigid structure such as stacks, cilos or water tanks.	0.002 (cross slope of rigid foundation)	
Jointed rigid concrete pressure pipe conduit	0.015	Maximum angle change at joint is generally 2 to 4 times average slope of settlement profile. Damage to joint also depends on longitudinan extension
	(radians of angle change of joint)	
One or two stiry steel frame,truss roof,warehouse with flexible sidding.	0.006 to 0.008	Presence of overhead crane, utility lines, or operation of forklifts on warehouse floor would limit tolerable settlement.

One or two story houses with plain brick bearing walls and light structural frame.	0.002 to 0.003	Larger value is tolerable if significant portion of settlement occurs before interior finish is complete
Structures with sensitive interior exterior finish such as plaster, ornamental stone, or tile facing.	0.001 to 0.002	Larger value is tolerable if significant portion of settlement occurs before finish is complete
Structures with relatively insensitive interior or exterior finish such as dry wall, movable panels, glass panels	0.002 to 0.003	Damage to structural frame may limit tolerable settlements.
Multistory heavy concrete rigid frame on structural mat foundation if thick	0.0015	Damage to interior or exterior finish may limit tolerable settlements.



Tolerable differential settlement is expressed in terms of slope of settlement profile

Value of 0.001=

1/4 in
differential
settlement in
20 ft distance

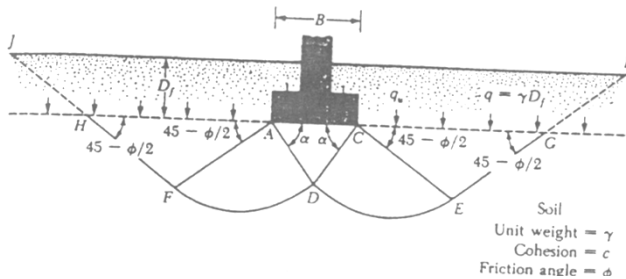
Value of 0.008=

2 in
differential
settlement in
20 ft distance

2.3 Daya Dukung Pondasi Dangkal

Ada beberapa formula yang digunakan untuk perhitungan daya dukung tanah. Namun metode perhitungannya sama yaitu berdasarkan zona keruntuhan dan rupture tanah dibawah pondasi. Zona tersebut dibagi menjadi 3 bagian seperti tampak pada Gambar 2.2 yaitu :

1. Daerah segitiga yang berada tepat di bawah pondasi.
2. Daerah geser radial pada sisi kiri dan kanan pondasi.
3. Dua segitiga daerah Rankine pasif.



Gambar 2.2 Zona keruntuhan pada tanah

Diasumsikan bahwa sudut pada daerah segitiga dibawah pondasi adalah sudut geser tanah ϕ , dan perpindahan tepat dibawah pondasi equivalen dengan surcharge, q . Sedangkan tahanan geser tanah sepanjang permukaan keruntuhan diabaikan.

Adapun analisa perhitungan daya dukung tanah di bawah pondasi berdasarkan analisa kesetimbangan telah di kemukakan oleh Terzaghi yang digunakan untuk perhitungan pondasi dangkal ($D \leq B$)

$$q_u = c.N_c + q.N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Dimana :

c = Kohesi tanah

γ = Berat jenis tanah

$q = \gamma \cdot D_f$

N_c, N_q, N_γ = Faktor koefisien daya dukung

Untuk bentuk pondasi persegi perhitungan daya dukung adalah sebagai berikut :

$$q_u = \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c N_c + \gamma D N_q'$$

Besarnya faktor-faktor koefisien daya dukung dapat dicari melalui

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \tan \phi$$

Nilai faktor-faktor diatas juga dapat didapatkan dengan menggunakan tabel dengan nilai sudut geser dalam tanah ϕ sebagai nilai korelasi.

- Korelasi nilai cu

Nilai Cu bisa juga didapatkan dari rumus korelasi Ardana and Mochtar, 1999.

Untuk nilai $PI \leq 100 \%$:

$$Cu \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0.0737 + (0.19 - 0.0016 \cdot PI) \cdot p'o \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Untuk nilai $PI \geq 100 \%$:

$$Cu \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0.0737 + (0.0454 - 0.00004 \cdot PI) \cdot p'o \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

2.4 Perhitungan Struktur Pondasi Rakit

2.4.1. Perhitungan Pelat Pondasi

Perhitungan pelat sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

2.4.2. Perhitungan Balok Pondasi

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok dapat dilihat pada SNI 2847-2013 Pasal 21.3.2.

2.5 Perkuatan tanah dengan PVD dan preloading

Pemampatan konsolidasi yang terjadi pada tanah lempung berlangsung sangat lambat. Maka dari itu untuk mempercepat waktu pemampatan perlu dilakukan pemasangan *vertical drain*

Waktu konsolidasi arah vertikal dapat dihitung dengan rumus berikut sebagai berikut :

$$t = \frac{T(H_{dr})^2}{C_v}$$

dimana : t = waktu konsolidasi

T = *time factor*

H_{dr} = jarak terjauh air pori di lapisan tanah untuk mengalir keluar

C_v = koefisien konsolidasi akibat aliran air pori arah vertikal

Untuk tanah berlapis-lapis dengan ketebalan dan harga C_v berbeda, maka harga C_v gabungan dapat dicari dengan rumus berikut :

$$C_v \text{ gabungan} = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left[\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right]}$$

Untuk menentukan waktu yang diperlukan untuk konsolidasi arah horizontal (U_h), Hansbo merumuskan :

$$t = \left(\frac{D^2}{8C_h} \right) (2F(n)) \ln \left(\frac{1}{1 - U_h} \right)$$

t = waktu yang diperlukan untuk mencapai U_h

Dengan memasukkan harga t tertentu, dapat dicari U_h pada bagian lapisan tanah yang dipasang PVD.

Fungsi $F(n)$ merupakan fungsi hambatan akibat jarak antar titik pusat PVD. Oleh Hansbo (1979) harga $F(n)$ didefinisikan sebagai berikut :

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \left[\ln(n) - \frac{3}{4} - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right]$$

Dimana : $n = D/dw$

D = diameter ekivalen

= 1.13S untuk pola penyusunan bujur sangkar

S = jarak antar titik pusat PVD

d_w = diameter ekivalen dari vertical drain = $2(a+b)/\pi$

Selain konsolidasi akibat aliran air pori arah horizontal, juga terjadi konsolidasi akibat aliran air pori arah vertikal U_v . Harga U_v dicari dengan rumus :

$$U_v = \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%, \text{ untuk } U_v \leq 60\%$$

$$U_v = (100 - 10^a)\%, \text{ untuk } U_v > 60\%$$

$$\text{Dimana } a = \frac{1.781 - T_v}{0.933}$$

Derajat konsolidasi rata-rata U dapat dicari dengan rumus :

$$U = [1 - (1 - U_h)(1 - U_v)] \times 100\%$$

Aplikasi *vertical drain* harus disertai dengan pemberian beban awal (prabeban) untuk meningkatkan tegangan air pori tanah sehingga proses konsolidasi dapat berjalan. Timbunan dari tanah merupakan material yang umum digunakan sebagai prabeban disamping penggunaan batu dan air.

Distribusi tegangan akibat beban timbunan dapat dihitung dengan rumus berikut

$$\Delta p = \sigma_z = 2 \times I \times q$$

Dimana,

q = tegangan vertikal efektif dimuka tanah berupa timbunan

I = faktor pengaruh

2.6 Daya Dukung Pondasi Tiang

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung beban apabila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Mekanisme transfer beban dari pondasi tiang ke tanah dapat dilihat pada gambar berikut :

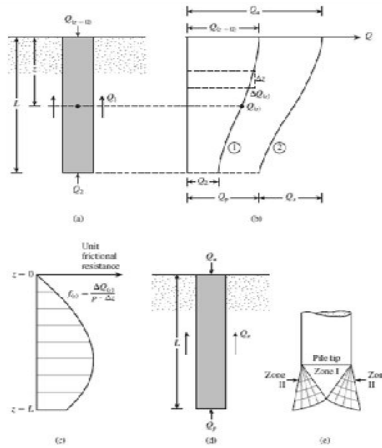


Figure 21.9 Load transfer mechanism for piles

Gambar 2.3 Mekanisme transfer beban pondasi tiang

Beban yang bekerja pada tiang meningkat dari nol sampai $Q_{(z=0)}$ di permukaan tanah. Sebagian beban diterima oleh tahanan friksi sepanjang tiang, Q_1 dan sebagian lagi diterima oleh tahanan ujung, Q_2 . Dalam kurva 1 pada Gambar 2.3 menunjukkan beban yang dipikul oleh dinding tiang akibat beban $Q_{(z=0)}$ disebarkan kedalaman. Tahanan friksi disebarkan kedalaman dapat ditentukan sebagai berikut :

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)}$$

Dimana p = keliling dari penampang tiang. Gambar 2.3 c menunjukkan variasi $f_{(z)}$ dengan kedalaman.

Jika beban Q dipermukaan berangsur-angsur meningkat, tahanan friksi maksimum sepanjang dinding tiang akan dikerahkan seluruhnya ketika perpindahan relatif antara tanah dengan tiang sekitar 5 sampai dengan 10 mm, terlepas dari ukuran dan panjang tiang. Bagaimanapun tahanan ujung maksimum $Q_2 = Q_p$ tidak akan tercapai sampai ujung tiang bergerak 10 sampai dengan 25 % lebar tiang (diameter). Pada beban ultimit pada kurva 2 Gambar 2.3, $Q_{(z=0)} = Q_u$, demikian,

$$Q_1 = Q_s \text{ dan } Q_2 = Q_p$$

Pada beban ultimit, permukaan keruntuhan dalam tanah terjadi pada ujung tiang (kegagalan daya dukung akibat Q_p) seperti pada Gambar 2.3 e. Pada pondasi tiang keruntuhan pondasi biasanya berbentuk keruntuhan penetrasi. Zona 1 terbentuk di ujung tiang yang menekan tanah kebawah tanpa menimbulkan bidang gelincir lain. Ditanah pasir padat dan lempung kaku, zona geser radial, zona II, sebagian berkembang.

2.6.1 Daya dukung pondasi berdasarkan data SPT

Data SPT (*Standard Penetration Test*) dari lapangan tidak langsung dapat digunakan untuk perencanaan tiang pancang, harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli, sebagai berikut :

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

$$1. N_1 = 15 + 1/2(N - 15) \quad (\text{Terzaghi \& Peck, 1960})$$

$$2. N_1 = 0.6 N \quad (\text{Bazaraa, 1967})$$

Nilai N_1 yang digunakan nilai minimum. Untuk tanah lempung, lanau dan pasir kasar dan bila $N \leq 15$, tidak ada koreksi. Jadi $N_1 = N$

2. Koreksi terhadap tekanan overburden dari tanah

Hasil koreksi N_1 perlu dikoreksi lagi untuk pengaruh terhadap pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan (Bazaraa, 1967).

$$N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0.4p'_{o}} \quad ; \text{ bila } p'_{o} \leq 7.5 \text{ ton/m}^2$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{3.25 + 0.1p'_{o}} \quad ; \text{ bila } p'_{o} > 7.5 \text{ ton/m}^2$$

Bila p'_{o} dalam kPa = kN/m^2 , maka :

$$N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0.04p'_{o}} \quad ; \text{ bila } p'_{o} \leq 75 \text{ kPa}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{3.25 + 0.01p'_{o}} \quad ; \text{ bila } p'_{o} > 75 \text{ kPa}$$

Nilai N_2 harus lebih kecil dari $2N_1$. Namun jika dari koreksi didapat nilai $N_2 > 2N_1$, maka $N_2 = 2N_1$. Nilai daya dukung dapat dihitung dengan rumus :

$$Q_{ult} = C_n \times A + \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana,

C_{li} = f_{si} = hambatan geser selimut tiang pada segmen i

Untuk lempung/lanau, $f_{si} = N/2$

Untuk tanah pasir, $f_{si} = N/5$

A_{si} = luas selimut tiang pada segmen $i = O_i \times h_i$

O_i = keliling tiang

$C_n = 40\bar{N}$ (ton/m²)

\bar{N} = harga rata-rata N_2 4D dibawah ujung s/d 8D diatas ujung tiang

Jadi,

$$Q_{ult} = 40\bar{N} \times A_{ujung} + \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{2 \text{ atau } 5} \times A_{si}$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

2.6.2 Daya Dukung berdasarkan Sondir

Menurut Schmertmann (1975) dan Nottingham (1975) :

Untuk tanah lempung dan lanau :

$$Q_s = \left\{ \sum_{li=0}^{li=8D} K_c \left[\left(\frac{li}{8D} \right) H_{pi} O_i \right] + \sum_{li=8D}^{li=L} K_c [H_{pi} O_i] \right\}$$

Untuk tanah pasir :

$$Q_s = \left\{ \sum_{li=0}^{li=8D} K_s \left[\left(\frac{li}{8D} \right) H_{pi} O_i \right] + \sum_{li=8D}^{li=L} K_s [H_{pi} O_i] \right\}$$

Dimana,

Q_s = daya dukung ultimit tiang akibat hambatan lekat/ friksi disepanjang tiang

K_c = faktor koreksi untuk clay

K_s = faktor koreksi untuk sand

L_i = kedalaman ruas yang ditinjau (i)

D = Diameter tiang pancang

H_{pi} = Hambatan pelekak untuk ruas pada kedalaman li

O_i = Keliling tiang untuk kedalaman li

L = total panjang tiang pancang yang terbenam dalam tanah

Menurut Schmertmann daerah pengaruh bidang keruntuhan akibat dari batang sondir/ tiang pancang adalah 4D dibawah ujung tiang dan 8D diatas ujung tiang. Jadi perencanaan harga conus tidak dapat begitu saja diambil langsung dari grafik sondir, melainkan harus diambil rata-ratanya mulai dari 4D dibawah ujung tiang dan 8D diatas ujung tiang.

$$\overline{Cn}_{rata-rata \text{ ujung}} = \frac{\frac{1}{2}(\overline{Cn1} + \overline{Cn2} + \overline{Cn3})}{2}$$

Dimana,

$\overline{Cn1}$ = harga conus rata-rata dihitung mulai dari ujung tiang sampai 4D kebawah.

$\overline{Cn2}$ = harga conus rata-rata dari conus minimum dihitung mulai dari ujung tiang sampai 4D kebawah.

$\overline{Cn3}$ = harga conus rata-rata dihitung mulai dari ujung tiang sampai 8D keatas.

Jadi,

$$Q_p = \overline{Cn}_{rata-rata} \times A_{ujung \text{ tiang}}$$

2.7 Daya dukung tiang group

Tiang pancang yang direncanakan dalam jumlah lebih dari satu dan disusun dengan memiliki jarak tertentu antar tiangnya, maka dapat dikategorikan sebagai tiang pancang grup. Sebuah tiang pancang dikatakan memiliki daya dukung grup apabila jarak antar tiang adalah 2.5D – 5D. Apabila jarak antar tiang lebih besar dari 5D, maka tiang tersebut memiliki daya dukung satu tiang pancang *single*.

Daya dukung satu tiang pancang dalam grup dapat ditentukan dengan mengalikan daya dukung tiang 1 tiang pancang dan efisiensi. Nilai efisiensi tiang pancang grup dapat ditentukan berdasarkan persamaan *Converse-Labarre* sebagai berikut:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

Dengan :

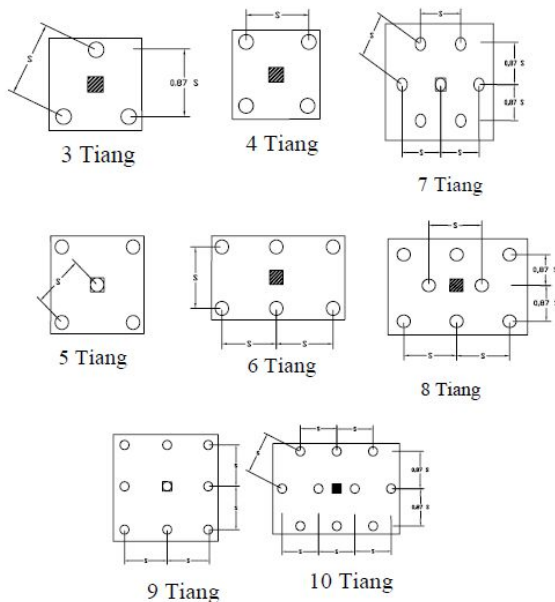
E_g = Efisiensi kelompok tiang

θ = arc tg d/s, dalam derajat

- m = Jumlah baris tiang
 n = Jumlah tiang dalam satu baris
 d = Diameter tiang
 s = Jarak pusat ke pusat tiang

2.7.1 Konfigurasi Tiang

Susunan tiang sangat berpengaruh terhadap luas denah poer, yang secara tidak langsung tergantung dari jarak tiang. Bila jarak tiang kurang teratur atau terlalu lebar, maka luas denah pile cap akan bertambah besar dan berakibat volume beton menjadi bertambah besar sehingga biaya konstruksi membengkak. Gambar dibawah ini adalah contoh susunan tiang (Hary Christady Harditatmo, 2003) :



Gambar 2.4 Konfigurasi pondasi tiang

2.8 Beban Lateral Pondasi Tiang

Selain didesain mampu menahan gaya vertikal, pondasi tiang pancang juga harus didesain untuk mampu menahan gaya lateral yang bekerja padanya. Perumusan yang dipakai dalam perhitungan gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang dalam tulisan ini diambil dari NAFVAC DM-7 (1971).

Menurut NAFVAC DM-7 (1971), gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dibedakan atas tiga kondisi, yaitu :

1. Tiang pancang yang poernya fleksibel atau tiang pancang yang terjepit diujungnya
2. Tiang pancang dengan poer kaku menempel diatas permukaan tanah
3. Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian

Untuk tiang pancang dengan poer kaku prosedur perhitungannya sebagai berikut :

1. Menghitung faktor kekakuan relatif (relative stiffness factor).

$$t = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Dimana :

T = Faktor kekakuan relatif.

E = Modulus elastisitas tiang pancang.

I = Momen inersia penampang tiang pancang.

f = Koefisien variasi. Dicari dari Gambar 2.5.

2. Tentukan koefisien defleksi (Fd') dan koefisien momen (Fm) berdasarkan Gambar 2.6.
3. .Menghitung defleksi dan besarnya momen berdasarkan rumus yang terdapat pada Gambar 2.6.
4. Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah :

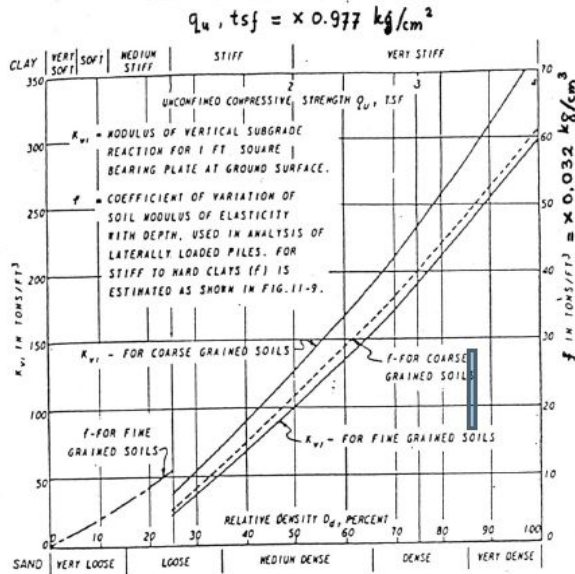
$$P = \frac{PT}{n}$$

Dimana :

P = Besar gaya geser 1 tiang pancang.

PT = Besar gaya geser total yang bekerja.

n = Jumlah tiang pancang



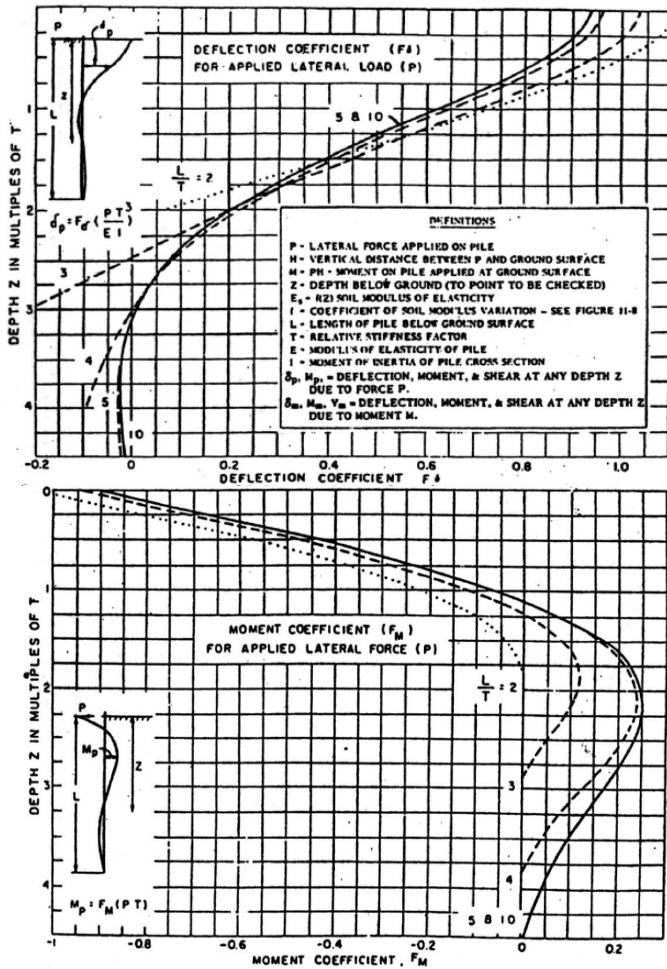
Gambar 2.5 Koefisien variasi (f) untuk tiang pancang yang menerima beban lateral

2.9 Perencanaan Poer

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

- $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(a)



Gambar 2.6 Koefisien defleksi (F_d') dan koefisien momen (F_m)

- $V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f' c b_o} d$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(b)

- $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f' c b_o} d$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(c)

Dimana :

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

b_o = keliling pada penampang kritis pada poer

$$= 2(b_{\text{kolom}}+d) + 2(h_{\text{kolom}}+d)$$

$\alpha_s \rightarrow 30$, untuk kolom tepi

$\rightarrow 40$, untuk kolom tengah

$\phi V_c > P_u \dots \dots \text{OK}$ (Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser)

2.10 Perencanaan Sloof

Struktur sloof atau *tie beam* dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain tie beam mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

2.11 Penurunan Elastis Pondasi Tiang

Penurunan total tiang yang dibebani beban Q_w adalah

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

dimana

$S_{e(1)}$ = penurunan elastis tiang

$S_{e(2)}$ = penurunan tiang akibat beban pada ujung tiang

$S_{e(3)}$ = penurunan tiang akibat beban disepanjang tiang.

Jika material tiang diasumsikan elastis, deformasi batang tiang dapat dihitung, berdasarkan prinsip dasar mekanika bahan, adalah

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

dimana,

Q_{wp} = beban yang ditumpu ujung tiang

Q_{ws} = beban yang ditumpu oleh tahanan friksi

A_p = luas penampang tiang

L = panjang tiang

E_p = modulus elastisitas bahan tiang

Besarnya ξ bervariasi antara 0.5 sampai dengan 0.67 dan tergantung pada sifat distribusi tahanan geser f sepanjang tiang.

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang ditumpu pada ujung tiang adalah sebagai berikut :

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

Dimana,

D = diameter tiang

$q_{wp} = Q_{wp}/A_p$

E_s = modulus elastisitas tanah diujung tiang

μ_s = perbandingan poisson tanah

I_{wp} = Faktor pengaruh = 0.85

Penurunan tiang akibat beban yang ditumpu sepanjang batang tiang adalah sebagai berikut

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Dimana

P = keliling tiang

L = panjang tiang yang tertanam

I_{ws} = faktor pengaruh = $2 + 0.35\sqrt{L/D}$

2.12 Penurunan Elastis Pondasi Tiang Kelompok

Penurunan tiang kelompok dibawah beban per tiang meningkat dengan bertambahnya lebar (B_g) dan spasi tiang. Penelitian yang berhubungan dengan penurunan tiang kelompok telah banyak dengan hasil yang bervariasi. Rumus penurunan tiang kelompok diberikan oleh Vesic, sebagai berikut :

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e$$

Dimana

$S_{g(e)}$ = penurunan elastis kelompok tiang

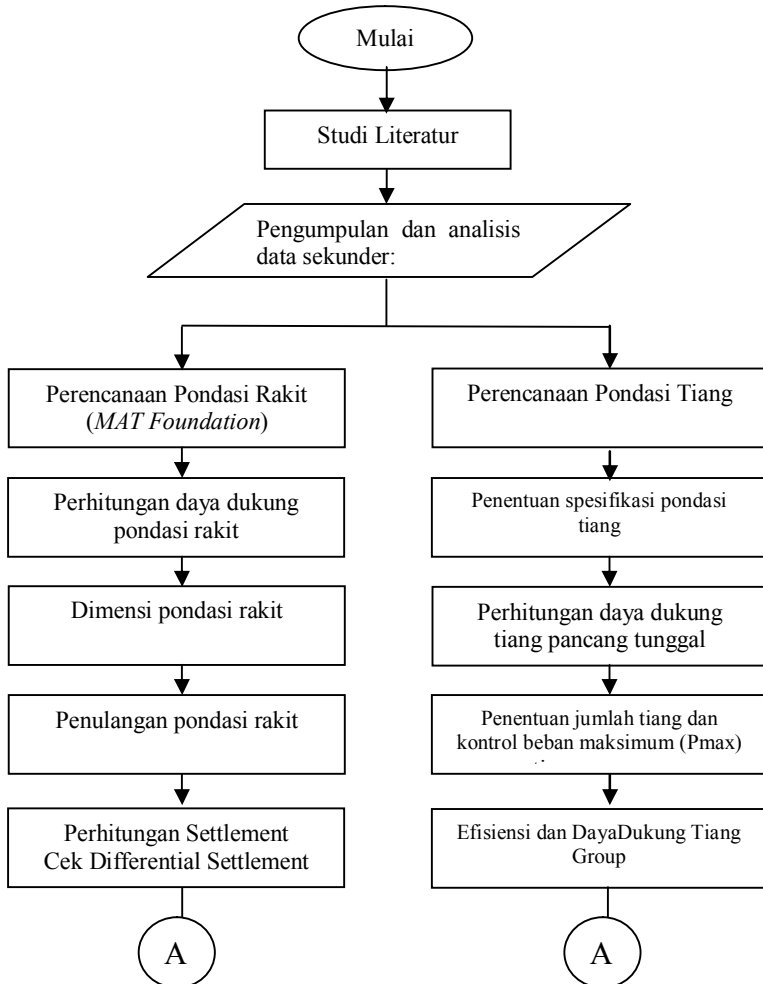
B_g = lebar kelompok tiang

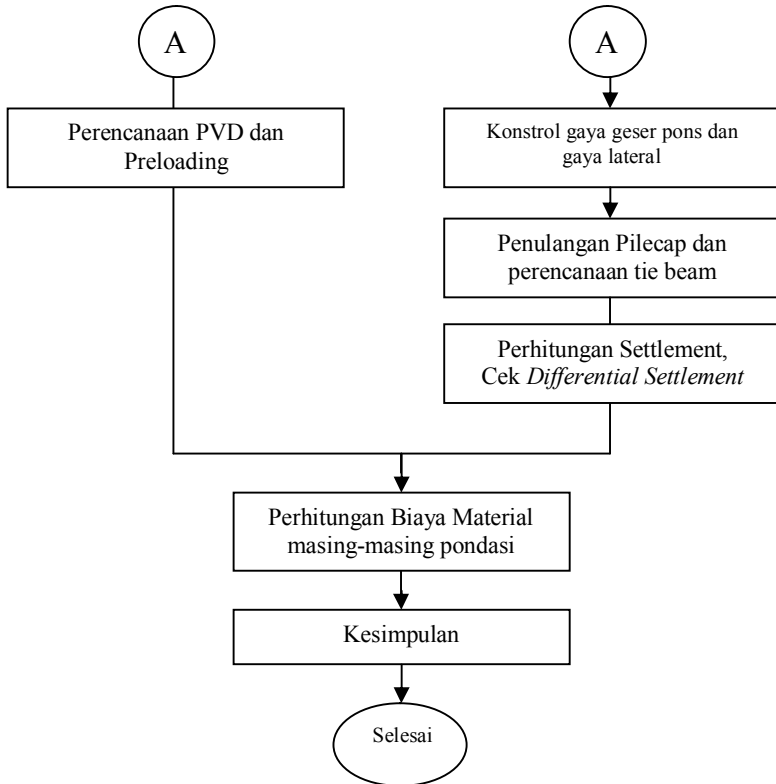
D = lebar atau diameter tiang

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Bagan Alir

Berikut ini adalah diagram alir dalam penulisan tugas akhir.





Gambar 3.1 Diagram alir metodologi

3.2 Rangkaian Kegiatan Perencanaan

3.2.1 Studi Literatur

Studi literatur yang dimaksudkan adalah mengumpulkan materi-materi yang akan digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan. Adapun bahan yang nantinya digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan adalah sebagai berikut :

1. Teori daya dukung pondasi rakit
2. Teori daya dukung pondasi tiang pancang

3. Perhitungan defleksi pondasi tiang
4. Perhitungan penulangan pondasi
5. Perhitungan penurunan tiang pancang dan pondasi rakit

3.2.2 Pengumpulan dan Analisa Data

Data-data yang digunakan dalam perencanaan ini adalah data sekunder. Data tersebut meliputi :

1. Denah pondasi KSSL
2. Data Pengujian tanah di lapangan (DCP)
3. Data perhitungan beban struktur

3.2.3 Perencanaan Pondasi Rakit

Melakukan perencanaan dengan menggunakan sistem pondasi rakit dengan memperhatikan adanya *differential settlement* yang terjadi. Mengetahui dimensi pondasi rakit yang dibutuhkan. Melakukan kontrol terhadap struktur pondasi dan menghitung penulangan yang dibutuhkan.

3.2.4 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Melakukan perencanaan dengan menggunakan sistem pondasi tiang dengan memperhatikan adanya *differential settlement* yang terjadi. Mengetahui dimensi poer dan banyaknya pondasi tiang pancang yang dibutuhkan. Melakukan kontrol terhadap struktur pondasi dan menghitung penulangan yang dibutuhkan,

3.2.5 Perhitungan Biaya Material

Setelah merencanakan pondasi, maka dilakukan perhitungan biaya material untuk mengetahui besarnya biaya yang dibutuhkan untuk masing-masing pondasi.

3.2.6 Kesimpulan

Pada bab kesimpulan dipaparkan beberapa hasil perencanaan pondasi yang dilakukan pada tugas akhir ini

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisa data tanah

4.1.1. Sumber data tanah

Dalam tugas akhir ini data tanah yang digunakan berupa data SPT dan sondir. Data tanah yang digunakan adalah data dari Laboratorium Mekanika Tanah dan Batuan Jurusan Teknik Sipil ITS untuk proyek Apartemen Bale Hinggil Semampir Surabaya. Data ini digunakan karena keterbatasan untuk mendapatkan data tanah dilokasi. Lokasi Apartemen Bale Hinggil sendiri berjarak 2.1 km dari lokasi proyek. Beberapa parameter tanah telah didapatkan dari hasil pengujian laboratorium dari sampel yang didapatkan dilapangan.

4.1.2. Hasil pengujian Borlog dan SPT

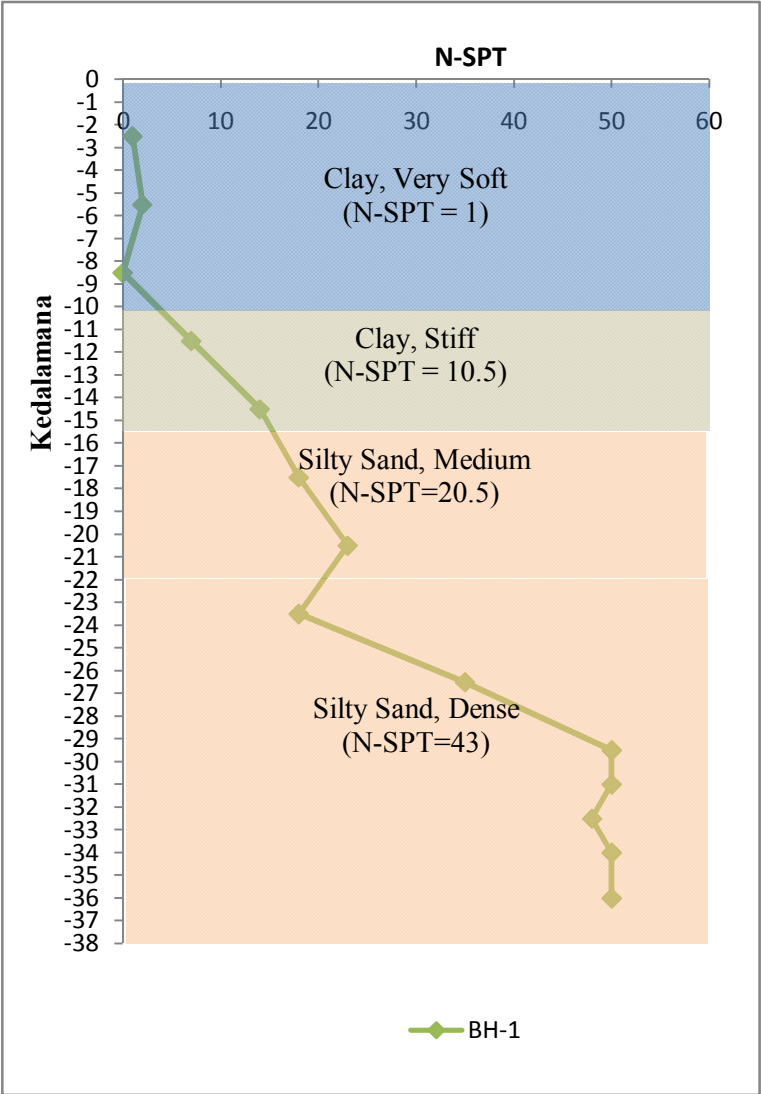
Pengujian SPT dilakukan 1 titik pengeboran. Dilakukan data pengujian laboratorium dari satu titik uji sampel SPT tersebut dan dilakukan pengujian *bulk density*, dan sudut geser tanah. Pada kedalaman 0-15 m tanah berupa dominan lempung. Sedangkan pada 15-36 m tanah berupa dominan pasir. N-SPT tanah pada kedalaman 0-12 m yaitu 0-10, tanah pada kedalaman ini dianggap lapisan tanah *compresibble*. Hasil pengujian SPT pada titik BH-1 dapat dilihat pada Tabel 4.1. Hasil rangkuman tanah dapat dilihat pada Gambar 4.1.

4.1.3. Hasil pengujian Sondir

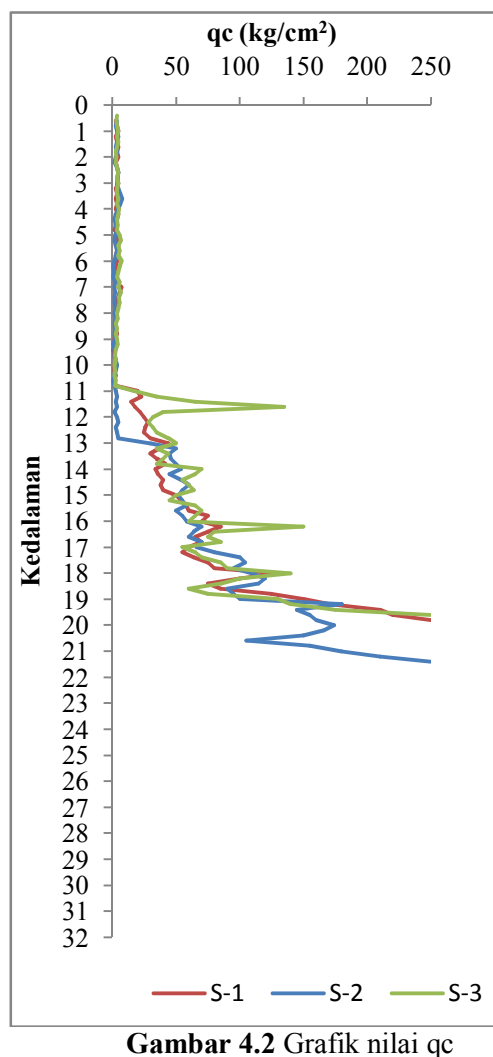
Pengujian sondir atau *Cone Penetrometer Test* dilakukan di 3 titik sampai dengan kedalaman 20 meter. Grafik nilai tahanan konus dapat dilihat pada Gambar 4.2. Grafik nilai tahanan friksi dapat dilihat pada Gambar 4.3.

Tabel 4.1 Nilai N-SPT

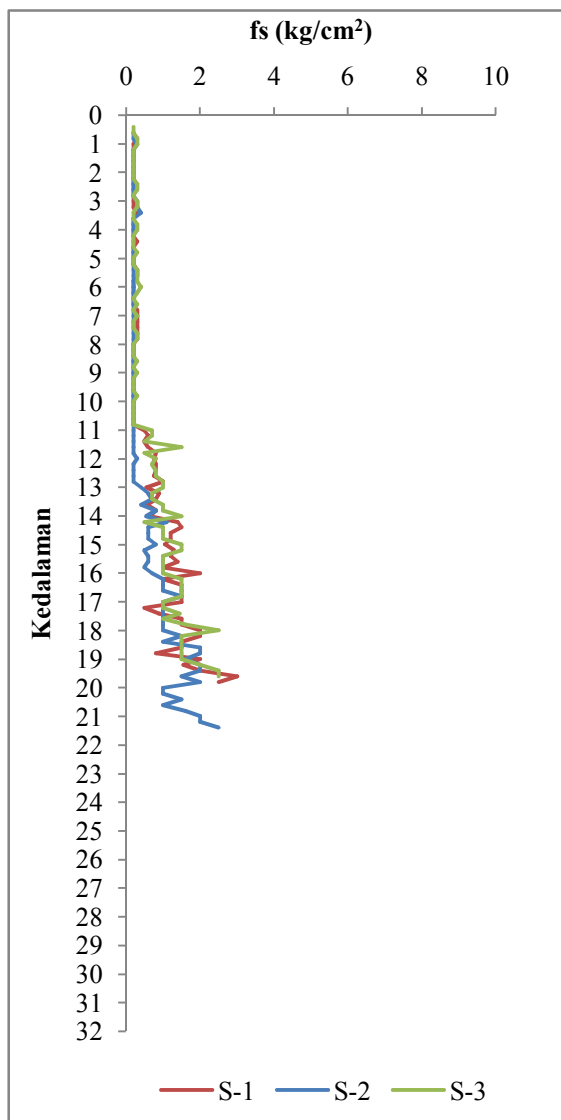
Kedalaman	Deskripsi Tanah	N-SPT
0		
-1	Timbunan	
-2		
-3	Lempung Berpasir	1
-4		
-5		
-6		2
-7	Lempung	
-8		
-9		0
-10	Lempung Berpasir	
-11		7
-12		
-13	Lempung	
-14		
-15		14
-16		
-17	Berlanau Berlempung	
-18		18
-19		
-20	ir Berlanau Berke	
-21		23
-22	ir Lanau Berlemp	
-23		
-24	Lempung	18
-25		
-26	Lempung Berpasir	
-27		35
-28		
-29		
-30	ir Berlanau Berke	50
-31		50
-32		
-33		48
-34	Berlanau Berlemp	50
-35		
-36		50



Gambar 4.1 N-SPT vs kedalaman



Gambar 4.2 Grafik nilai q_c



Gambar 4.3 Grafik nilai f_s

4.1.4 Korelasi Nilai Cu

Nilai korelasi cu ini digunakan pada perencanaan pondasi rakit. Contoh perhitungan cu pada kedalaman 3 meter sebagai berikut :

$$Cu = 0.0737 + (0.19 - 0.0016 \times (25.86/100)) \times 3 \times (16.54 - 9.81) = 0.112 \text{ kg/cm}^2 = 11.198 \text{ kN/m}^2$$

4.1.5 Penentuan *Poisson's Ratio* (ν)

Nilai *poisson ratio* ditentukan sebagai rasio kompresi terhadap regangan pemuaian lateral. Nilai *poisson ratio* untuk jenis tanah adalah sebagai berikut :

μ	Soil type
0.4–0.5	Most clay soils
0.45–0.50	Saturated clay soils
0.3–0.4	Cohesionless—medium and dense
0.2–0.35	Cohesionless—loose to medium

Gambar 4.4 Nilai *poisson ratio*

4.1.6 Modulus Young (E_s)

Nilai modulus elastisitas didapat dengan cara korelasi berdasarkan konsistensi tanah. Tabel berikut memberikan rentang nilai E_s yang mungkin didapatkan.

Tabel 4.2 *Modulus Young* (J.E. Bowles, 1974)

Soil	E_s (Ksi)	E_s (kg/cm ²)
Clay		
Very soft	0.05-0.4	Mar-30
Soft	0.2-0.6	20-40
Medium	0.6-1.2	45-90
Hard	1-3	70-200

Tabel 4.2 (Lanjutan)

Sandy	4-6	300-425
Glacial fill	1.5-22	100-1600
Loess	2-8	150-600
Sand		
Silty	1-3	50-200
Loose	1.5-3.5	100-250
Dense	7-20	500-1000
Sand and gravel		
Dense	14-28	800-2000
Loose	7-20	500-1400
shales	20-200	1400-14000
silt	0.3-3	20-200

4.1.7.Rangkuman Data Tanah

Hasil korelasi antar hubungan parameter tanah serta parameter hasil uji laboratorium yang diperoleh seperti terangkum dapat dilihat Tabel 4.3. Uji laboratorium yang dilakukan diantaranya tes volumetri dan gravimetri untuk mendapatkan parameter fisik tanah, selain itu dilakukan juga pengujian konsolidasi untuk mendapatkan parameter diantaranya P_p , C_c , dan C_v . Analisa saringan, pengujian batas-batas Atterberg serta pengujian kuat geser juga dilakukan. Parameter-parameter ini digunakan untuk perencanaan pondasi rakit dan pondasi tiang pancang serta untuk perhitungan penurunan (*settlement*). Data tanah dapat dilihat pada Lampiran 1.

Tabel 4.3 Data Tanah

Kedalaman	Jenis	G _s	e	Sr	W _c	n	Y	Y _d	Y _{sat}	φ'	C'	Cu	Cu korelasi
m	Tanah			%	%	%	gr/cm ³	gr/cm ³	gr/cm ³	°	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
-3	Lempung Berpasir	2.724	1.515	100	55.61	60.23	1.686	1.083	1.686	0	*	0.05	0.1120
-6	Lempung	2.715	1.504	100	55.4	60.06	1.685	1.084	1.685	0	*	0.08	0.1501
-9	Lempung	2.703	1.468	100	54.31	59.48	1.69	1.095	1.69	0	*	0.09	-
-12	Lempung	2.687	1.497	100	55.71	59.95	1.676	1.076	1.676	0	*	0.25	-
-15	Lempung	2.669	1.437	100	53.84	58.97	1.685	1.095	1.685	0	-	0.65	-
-18	Pasir Berlanau Berlempung	2.749	1.218	100	44.31	54.91	1.789	1.239	1.789	0	-	0.871	-
-21	Pasir Berlanau Berlempung	2.637	1.234	100	46.8	55.24	1.733	1.18	1.733	0	-	1.15	-
-24	Lempung	2.615	1.297	100	49.6	56.46	1.703	1.138	1.703	0	-	0.93	-
-27	Lempung Berpasir	2.628	1.207	100	45.93	54.69	1.738	1.191	1.738	0	-	1.649	-
-30	Pasir Berlanau Berkerikil	2.549	0.948	100	37.19	48.67	1.795	1.309	1.795	38	0	-	-
-33	Pasir Berlanau Berlempung	2.644	0.847	100	32.03	45.86	1.89	1.432	1.89	0	-	2.15	-
-36	Pasir Berlanau Berlempung	2.694	0.867	100	32.18	46.44	1.907	1.443	1.907	0	-	2.6	-

Tabel 4.3 (Lanjutan)

Kedalaman	Atterberg Limits			Pp	Cv	Cc	Konsistensi
	LL	PL	IP				
M						%	
-3	56.06	30.22	25.86	1.15	0.0014	1.081	Very Soft
-6	71.77	34.19	37.58	1.11	0.0009	0.931	Very Soft
-9	72.10	33.88	38.22	1.08	0.00098	0.864	Soft
-12	68.15	33.47	34.68	1.05	0.0006	0.78	Medium
-15	72.27	34.73	37.54				Stiff
-18	NP	NP	NP				Medium
-21	NP	NP	NP				Medium
-24	73.93	33.21	40.72				Medium
-27	57.05	31.53	25.52				Dense
-30	NP	NP	NP				Very Dense
-33	NP	NP	NP				Very Dense
-36	NP	NP	NP				Very Dense

4.1.8. Analisis Pembebanan

- Beban Mati (Dead Load)

Beban mati terdiri dari berat semua material konstruksi yang menyatu dalam gedung termasuk tapi tidak terbatas pada dinding, lantai, atap, platfond, tangga, dan lainnya termasuk komponen arsitektur dan gedung. Berat sendiri elemen struktural dihitung otomatis pada program bantu SAP 2000. Sedang berat beban mati lainnya diinput manual, diantaranya :

- | | |
|--|-------------------------|
| 1. Keramik (t = 0.5 cm) = 0.5 x 24 | = 12 kg/m ² |
| 2. Spesi (t = 5 cm) = 2 x 21 | = 42 kg/m ² |
| 3. Waterproofing (1 cm) = 0.01 x 2200 | = 22 kg/m ² |
| 4. atap (tegola + multiplek + usuk galvanis) | = 15 kg/ m ² |
| 5. Pipa Ø 400 t= 12 mm | = 61.5 kg/m |
| 6. Pipa Ø 300 t= 10 mm | = 39.15 kg/m |
| 7. Pipa Ø 150 t= 6 mm | = 11.7 kg/m |
| 8. Pipa Ø 200 t= 8 mm | = 21.05 kg/m |
| 9. Pipa Ø 100 t= 6 mm | = 8 kg/m |

- Beban Hidup (Live Load)

Beban hidup (Lt 2 s/d Lt 9) = 250 kg/m² = 2.5 kN/ m²

Beban hidup lantai atap = 100 kg/m² = 1 kN/m²

- Penentuan Titik Jepit

Posisi titik jepit tanah terhadap sebuah tiang pondasi (Zf) dicari dengan persamaan berikut :

$$Z_f = 1.8T$$

Untuk pile D = 60 cm

$$E = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{52} = 33892.182 \text{ Mpa} = 33892182 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 510508.81 \text{ cm}^4 = 5.105 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{5.105 \times 10^{-3} \times 33892182}{700}} = 3.01 \text{ m}$$

$$Z_f = 1.8 \times 3.01 = 5.42 \text{ m}$$

- Output Program

Dari hasil analisis struktur dengan program bantu SAP 2000, diperoleh besarnya reaksi perletakan untuk proses perencanaan pondasi. Asumsi tumpuan jepit pada pondasi tiang dan sendi untuk pondasi rakit. Berikut adalah reaksi perletakan struktur Gedung Fasilitas Umum Universitas 17 Agustus 1945 (UNTAG) Surabaya :

Tabel 4.4 Joint Reaction Asumsi Jepit

Colomn	Max		
	F3	M1	M2
C2	3205.650	250.937	-275.253
F2	3207.172	251.130	275.176
C3	3279.746	254.551	-272.527
F3	3279.825	254.734	272.522
C4	3266.323	256.722	-270.913
F4	3266.335	256.905	270.874
C5	3271.628	250.925	-271.164
F5	3271.623	251.104	271.073
A1	2231.983	-227.719	218.447
D1	2417.208	-229.076	-219.149
B1	2732.798	-238.648	232.744
H1	2242.016	-228.069	-218.539
E1	2417.818	-229.171	219.250
G1	2744.440	-238.856	-232.632
A2	3230.263	-250.727	254.246
D2	2583.867	-251.115	-212.111
H2	3233.445	-251.115	-254.329
E2	2584.360	248.334	212.143
A3	3572.386	253.345	256.634
D3	2558.411	248.374	-208.699
H3	3572.784	253.764	-256.635
E3	2558.208	248.471	208.687
A4	3621.099	256.483	256.965
D4	2560.181	248.167	-205.787
H4	3621.528	256.902	-256.982
E4	2559.814	248.263	205.756
A5	3448.309	260.267	256.518
D5	2679.895	246.542	-202.101
H5	3448.631	260.688	-256.605
E5	2679.589	246.636	202.121

A6	1901.939	-253.938	-388.156
D6	2029.739	-258.145	393.205
B6	2577.603	-302.565	-279.100
E6	2030.270	-258.064	-393.077
H6	1902.230	-254.164	388.288
G6	2577.784	-302.686	278.972

Ket : denah kolom dapat dilihat pada Gambar 4.5.

F3 = beban vertikal

M2 = momen arah y

M1 = momen arah x

Tabel 4.5 Joint Reaction Asumsi Sendi

Colomnn	D+L	D	L
A6	1632.694	1557.582	75.112
B6	2386.484	2120.074	266.41
D6	1706.307	1588.567	117.74
E6	1706.382	1588.626	117.756
G6	2386.513	2120.098	266.415
H6	1632.629	1557.532	75.097
A1	1632.702	1557.588	75.114
B1	2386.521	2120.104	266.417
D1	1706.311	1588.571	117.74
E1	1706.364	1588.612	117.752
G1	2386.508	2120.094	266.414
H1	1632.63	1557.533	75.097
A2	3300.205	2844.472	455.733
C2	3346.783	2755.535	591.248
D2	2425.997	2102.39	323.607
E2	2426.102	2102.469	323.633
F2	3346.72	2755.488	591.232
H2	3300.158	2844.437	455.721
A3	3486.602	2926.522	560.08
C3	3343.849	2718.809	625.04
D3	2280.495	1967.944	312.551
E3	2280.339	1967.827	312.512
F3	3343.943	2718.878	625.065
H3	3486.658	2926.565	560.093
A4	3486.589	2926.512	560.077
C4	3343.824	2718.79	625.034
D4	2280.493	1967.943	312.55
E4	2280.346	1967.833	312.513
F4	3343.938	2718.874	625.064
H4	3486.654	2926.562	560.092

A5	3300.119	2844.405	455.714
C5	3346.656	2755.438	591.218
D5	2426.257	2102.589	323.668
E5	2426.123	2102.485	323.638
F5	3346.708	2755.479	591.229
H5	3300.148	2844.429	455.719
	95637.75	82327.66	13310.1

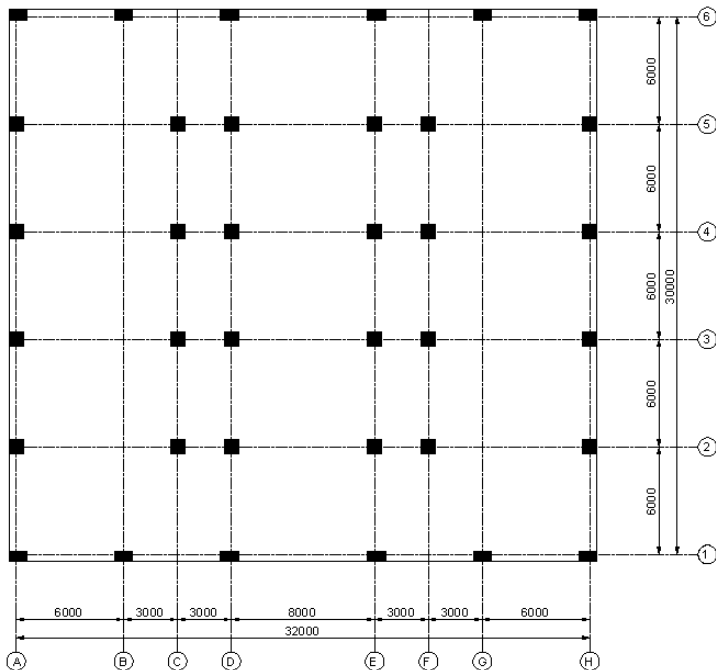
Ket : denah kolom dapat dilihat pada Gambar 4.5.

F3 = beban vertikal

M2 = momen arah y

M1 = momen arah x

Berikut ini adalah denah kolom gedung fasilitas umum pendidikan universitas 17 Agustus 1945 Surabaya (UNTAG) :



Gambar 4.5 Denah kolom

4.2 Perencanaan Pondasi Rakit

Pondasi rakit direncanakan adalah tipe pelat dan balok. Kriteria yang digunakan dalam perencanaan pondasi rakit sebagai berikut :

- Massa jenis beton bertulang : 240 kg/m³
- Berat jenis beton bertulang : 2400 kg/m³
- Modulus elastisitas beton : 332340.2 kg/cm²
- Angka Poisson : 0,2
- Koefisien ekspansi panas : $9,9 \times 10^{-6}$ cm/oc
- Modulus geser beton : 97708,33 kg/cm²
- Mutu beton : f'_c 40 MPa
- Mutu tulangan baja : f_y 400 Mpa

4.2.1. Daya Dukung Pondasi Rakit

Pondasi rakit direncanakan dengan dimensi 44 x 42 meter pada kedalaman 3 m. Daya dukung pondasi rakit dihitung sebagai berikut :

Diketahui parameter tanah pada kedalaman 3 meter

$$C_u = 11.198 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_d = 10.83 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Untuk } \phi = 0$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

Maka,

$$q_u = \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) c N_c + q N_q + \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$q_{(all)} = \frac{\left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) c N_c}{3} + q N_q$$

$$q_{(all)} = \frac{\left(1 - 0.2 \frac{44}{42}\right) 11.198 \times 5.14}{3} + 10.83 \times 3 \times 1 = 55.752 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{all} = 5.575 \text{ t/m}^2$$

4.2.2. Tekanan pada tanah

Tegangan kontak yang terjadi dibawah pondasi dihitung dengan perumusan berikut ini

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_{yx}}{I_y} \pm \frac{M_{xy}}{I_x}$$

karena beban simetris maka tidak ada momen arah x dan arah y, jadi :

$$q = \frac{9564}{1848} \pm 0 \pm 0$$

$$q = 5.175 \text{ t/m}^2 < q_{all} = 5.575 \text{ t/m}^2$$

4.2.3. Perencanaan Struktur Pondasi Rakit

4.2.3.1. Perencanaan Slab

- Pembebanan

Beban Mati

$$\text{Beban mati akibat struktur} = 4.677 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 2.4 \times 0.4 \text{ m} \\ &= 0.96 \text{ t/m}^2 \\ &= 5.638 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup} = 0.756 \text{ t/m}^2$$

Kombinasi pembebanan

$$q_u = 1.2 D + 1.4 L = 1.2 \times 5.638 + 1.4 \times 0.756 = 7.975 \text{ t/m}^2$$

$$q_u = 7975.258 \text{ kg/m}^2$$

- Perhitungan penulangan pelat 2 arah

Data perencanaan penulangan pelat:

$$\text{Dimensi pelat} = 9000 \text{ mm} \times 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal decking} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan rencana} = 25 \text{ mm}$$

Tinggi efektif

$$dx = 400 - 75 - 22/2 = 303 \text{ mm}$$

$$dy = 400 - 75 - 22/2 - 22 = 281 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{9}{6} = 1.5 < 2 \text{ (pelat dua arah)}$$

Perhitungan momen pada pelat

Menentukan momen (M_u) yang bekerja pada pelat dengan menggunakan koefisien PBI 1971 Tabel 13.3.1 didapat

persamaan momen untuk asumsi perletakan terletak beban pada keempat tepinya dan terjepit dikedua sisinya:

$$M_{lx} = M_{tx} = 0.001 q l x^2 \times$$

$$M_{lx} = M_{tx} = 0.001 \times 7.975 \times 9^2 \times 56 = 16078.12 \text{ kg.m}^2$$

$$M_{ly} = M_{ty} = 0.001 q l x^2 \times$$

$$M_{lx} = M_{tx} = 0.001 \times 7.975 \times 9^2 \times 37 = 10623.044 \text{ m}^2$$

Penulangan arah X

Pada perencanaan awal, Ø diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d x^2}$$

$$R_n = \frac{16078.044}{0,9 \times 1 \times 0,303^2} = 194583.17 \text{ kg/m}^2 = 1,946 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(11.765) \times 1,985}{400}} \right) = 0.0051$$

$$\rho_{\min} = 0,002 \text{ (SNI 2847:2013 Ps.7.12.2.1)}$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 Ps.7.12.2.1)}$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0051$$

Tulangan Utama

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d x = 0,0051 \times 1000 \times 303 = 1518.76 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D 22 mm (A D22=380.133 mm²)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A \text{ D22}}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \times 380.133}{1518.76} = 668,64 \text{ mm}$$

Syarat : $s \leq 3h$ atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps. 10.5.4)

: $s \leq 3(400)$ atau 450 mm

: $s \leq 1200$ mm atau 450 mm

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai $s = 250$ mm

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000 \times A \text{ D22}}{s} = \frac{1000 \times 380.133}{250} = 1520,85 \text{ mm}^2$$

Kontrol Faktor Reduksi:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1520,85 \times 400}{0,85 \times 40 \times 1000} = 17,89 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{17,89}{0,85} = 21,05 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{dx}{c} - 1 \right)$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{303}{21,05} - 1 \right) = 0,0402 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(dx - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1520,85 \times 400 \times \left(303 - \frac{1}{2} \times 17,89 \right)$$

$$\phi M_n = 160,963,474,8 \text{ Nmm} = 16,096,35 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 16,096,35 \text{ kgm} > M_u = 16,078,044 \text{ kgm (ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D22-250

Penulangan arah Y

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{10623,04}{0,9 \times 1 \times 281^2} =$$

$$R_n = 149,483,69 \text{ kg/m}^2 = 1,495 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(11,765) \times 1,495}{400}} \right) = 0,0038$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002 \text{ (SNI 2847:2013 Ps.7.12.2.1)}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 Ps.7.12.2.1)}$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0038$$

Tulangan Utama

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d_y = 0,0038 \times 1000 \times 281 = 1074,28 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D 22 mm ($A_{D22} = 380,13 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A_{D13}}{A_s} = \frac{1000 \times 380,13}{1074,28} = 383,85 \text{ mm}$$

Syarat : $s \leq 3h$ atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps. 10.5.4)

$$: s \leq 3(400) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$: s \leq 1200 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai $s = 325 \text{ mm}$

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000 \times A_{D22}}{s} = \frac{1000 \times 380,13}{325} = 1169,54 \text{ mm}^2$$

Kontrol Faktor Reduksi:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1169,54 \times 400}{0,85 \times 40 \times 1000} = 13,76 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{13,76}{0,85} = 16,19 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d_y}{c} - 1 \right)$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{281}{16,19} - 1 \right) = 0,0532 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_y - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1169,54 \times 400 \times \left(281 - \frac{1}{2} \times 13,76 \right)$$

$$\phi M_n = 124,687,175,2 \text{ Nmm} = 12,468,72 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 12,468,72 \text{ kgm} > M_u = 10623,04 \text{ kgm (ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D22-325.

4.2.3.2. Perencanaan Balok (Beam)

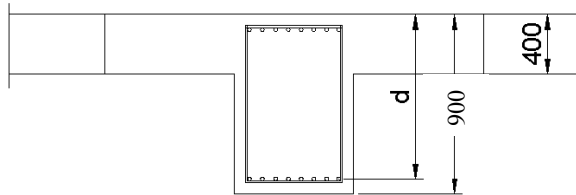
Data perencanaan penulangan balok:

$$\text{Bentang} = 9000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal balok penuh} = 900 \text{ mm}$$

Tebal decking	= 75 mm
Diameter tulangan rencana	= 25 mm
Diameter sengkang	= 12 mm



Gambar 4.6 Penampang balok T

- Pembebanan

Beban Mati

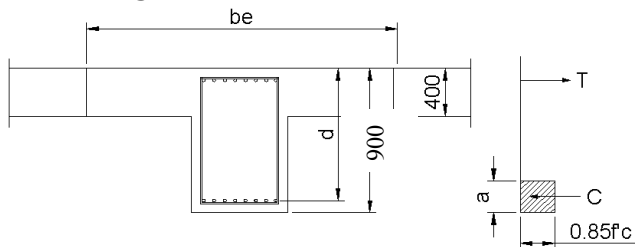
$$\text{Berat sendiri balok} = 0.6 \times 0.9 \times 2.4 = 1.296 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right) = \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 2.4 \times 0.4 \times 6 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{6}{9} \right)^2 \right) \\ &= 4.47 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati} = 1.296 + 4.47 = 5.766 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Kombinasi beban} = 1.4D = 8.072 \text{ t/m}^2$$

Kontrol Pengaruh Balok T



Gambar 4.7 Asumsi balok T

$$l_n = 9000 \text{ mm}$$

Momen terfaktor yang bekerja pada balok (Gambar 4.7):

$$M_u = 1/8 q L^2 = 81.731 \text{ tm} = 817.313 \text{ kNm}$$

Lebar efektif balok T, b_e , yang diambil dari nilai terkecil antara:

$$a. \quad b_w + 2(l_n/2) = 600 + 2(9000/2) = 9600 \text{ mm}$$

$$b. \quad b_w + 2(8 t_f) = 600 + (8 \times 400) = 3800 \text{ mm}$$

$$c. \quad l/4 = 9000/4 = 2250 \text{ mm}$$

Diambil $b_e = 2250 \text{ mm}$

Diasumsikan tinggi blok tegangan tekan $a = t_f = \text{ mm}$ dan diasumsikan menggunakan 1 lapis tulangan simetris. Diperoleh:
 $d = 900 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm} = 800.5 \text{ mm}$

Maka:

$$\phi M_n = \phi \times f'_c \times b \times t_f \times \left(d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 40 \times 2250 \times 400 \times \left(800.5 - \frac{400}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 19,423,800,000 \text{ Nmm} = 19,423.8 \text{ kNm} > 817,323 \text{ kNm}$$

Desain dapat dilakukan seperti penampang balok persegi.

Perencanaan tulangan lentur pada lapangan :

M_u lapangan (-) = 817.313 kNm

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{817.313 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 799.5^2} = 2.624 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.765$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{11.765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(11.765) \times 2.624}{400}} \right) = 0,0068$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.025$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0068$$

Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0068 \times 600 \times 800,5 = 3283,3 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan A_s tidak boleh kurang dari

$$A_{s\min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$A_{s\min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{40}}{400} \times 600 \times 800,5 = 1896,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 600 \times 800,5}{400} = 1681,1 \text{ mm}^2$$

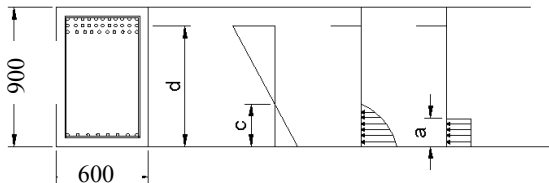
Maka, A_s pakai = 3283,3 mm²

Digunakan tulangan D-25 mm ($A_{D25} = 490,8739 \text{ mm}^2$)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s\text{ pakai}}}{A_{D25}} = \frac{3283,3}{490,8739} \approx 7 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 7D25 ($A_s = 3434,4 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kapasitas Penampang:



- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{3434,4 \times 400}{0,85 \times 40 \times 600} = 67,3 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{67,3}{0,85} = 79,224 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{800,5}{79,224} - 1 \right) = 0,027 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 3434,4 \times 400 \times \left(800,5 - \frac{1}{2} \times 67,3\right)$$

$$\phi M_n = 948,089,071 \text{ Nmm} = 948.089 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 948.089 \text{ kNm} > M_u = 817.313 \text{ kNm (ok)}$$

Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 3434,4 = 1717,2 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 4D25 ($A_s = 1963.136 \text{ mm}^2 = A_s'$)

Kontrol Balok T

$$A_s = 3434,4 \text{ mm}^2 \text{ (7D25)}$$

$$b_e = 600 \text{ mm}$$

$$d = 799,5 \text{ mm}$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{3434,4 \times 400}{0,85 \times 40 \times 600} = 67,341 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke garis netral

$$x = \frac{a}{0,85} = \frac{67,341}{0,85} = 79,225 \text{ mm}$$

$x < t_f \rightarrow$ tergolong balok T palsu

Penulangan Geser

$$V_u = \frac{1}{2} q_u l = \frac{1}{2} \times 8072 \times 9 = 36324 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{40} \times 600 \times 800,5) \times 10^{-1}$$

$$\phi V_c = 38730 \text{ kg}$$

$$1/2 \phi V_c \geq V_u$$

$$19365,235 \text{ kg} \geq 36324 \text{ kg (not ok)}$$

Dibutuhkan tulangan geser.

$$1/2 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

$$19365,235 \text{ kg} \leq 36,324 \text{ kg} \leq 38,730 \text{ kg (OK)}$$

Digunakan tulangan geser minimum

$$V_s = 0$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{f_c} b w d$$

$$V_{c1} = 0,333 \times \sqrt{40} \times 600 \times 800.5 = 1,011,548.745 \text{ kg}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 1,011,548.745 \text{ kg}$$

Digunakan D-13, dua kaki ($A_v = 265 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

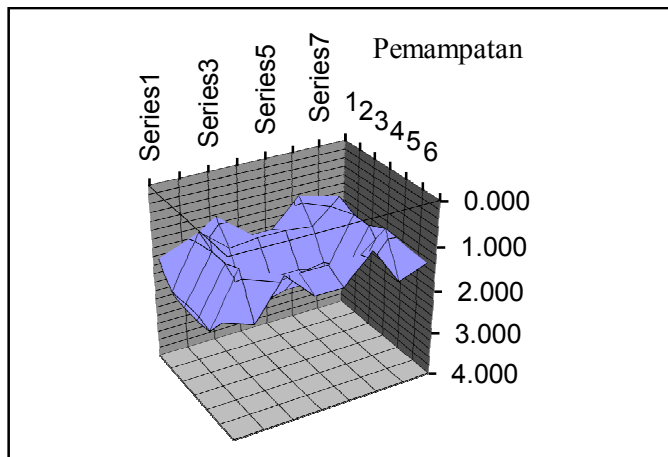
$$s_1 = \frac{d}{2} = \frac{800.5}{2} = 400.25 \text{ mm}$$

$$s_2 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b w} = \frac{265 \times 400}{0,35 \times 600} = 504.76 \text{ mm}$$

$$s_3 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 300 \text{ mm}$ (dipasang D13-300)

4.2.4. Penurunan Pondasi Rakit



Gambar 4.8 Pemampatan pondasi rakit

Gambar 4.8 merupakan nilai pemampatan pada tanah dasar yang terjadi akibat beban. Dimana sumbu x dan z pada gambar merupakan titik tinjauan bangunan arah memanjang dan melintang sedangkan sumbu y merupakan nilai pemampatan. Dapat dilihat pada gambar bahwa akibat beban bangunan di atasnya maka dihasilkan nilai pemampatan yang jauh berbeda

dari toleransi sebesar 0.0015 (NAVFAC,DM7). Nilai toleransi dapat dilihat pada Tabel 2.1 Toleransi Differensial untuk struktur.

4.2.5. Perbaikan tanah dengan PVD

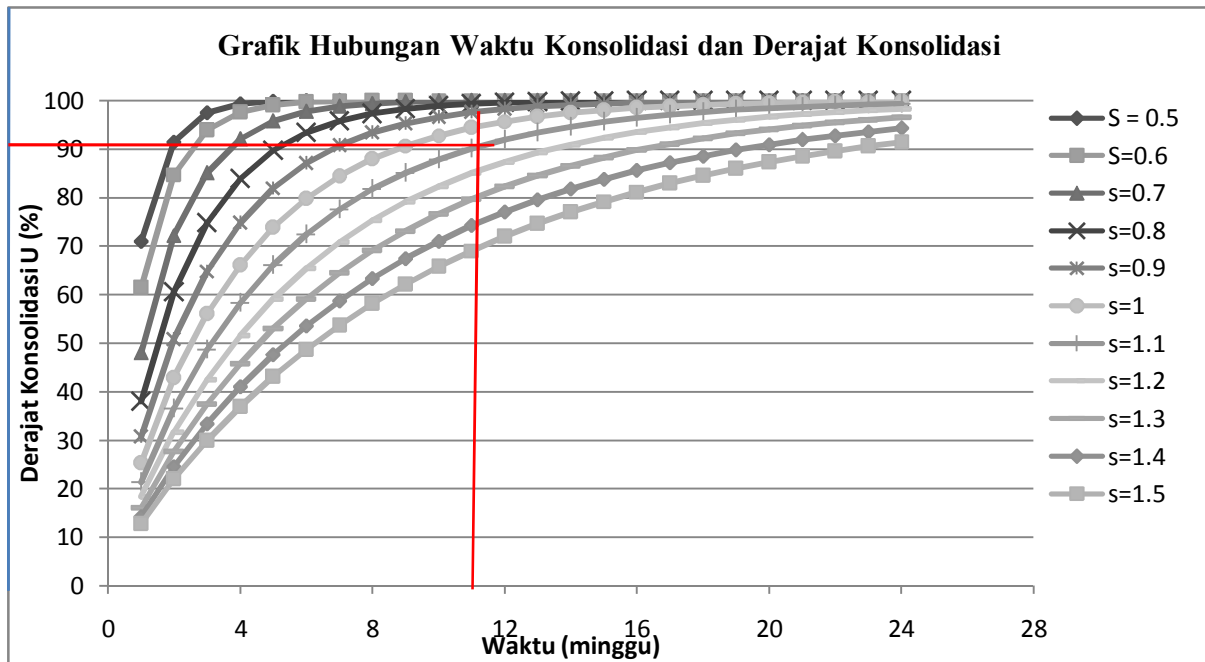
Lapisan tanah kompresibel sebesar 12 m dari permukaan tanah. Sedangkan waktu yang dibutuhkan untuk memampat selama 10.82 tahun sehingga untuk menghilangkan *consolidation settlement* maka dilakukan perbaikan tanah dengan menggunakan PVD. Untuk masa waktu perbaikan 11 minggu diperlukan PVD dengan jarak 1.1 meter dengan tebal 5 mm dan tebal 100 mm. Grafik hubungan waktu konsolidasi dan derajat konsolidasi dapat dilihat pada Gambar 4.9.

- Beban *Preloading*

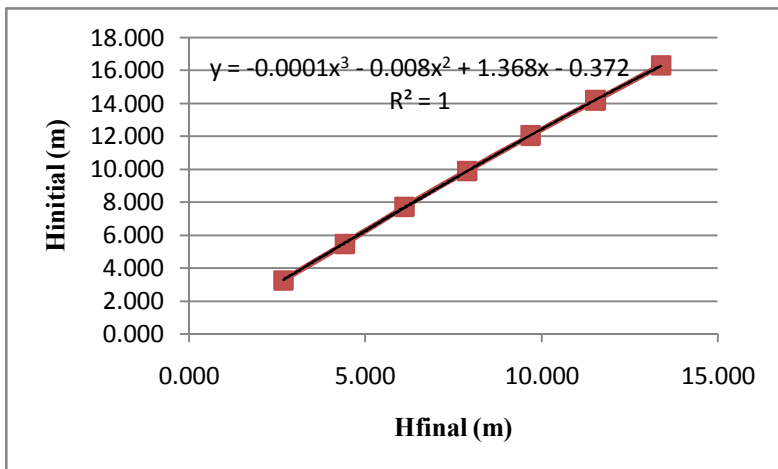
Preloading umumnya dikombinasikan dengan PVD untuk mempercepat konsolidasi. Untuk menghilangkan penurunan yang diakibatkan beban bangunan maka perlu dihitung tinggi timbunan yang diperlukan. Hasil perhitungan H_{final} untuk ketinggian bervariasi dapat dilihat pada tabel dibawah. Grafik hubungan antara H_{final} dengan $H_{initial}$ dan Grafik hubungan antara Sc dengan H_{final} dapat dilihat pada Gambar 4.10 dan 4.11.

Tabel 4.6 Hasil perhitungan H_{final} untuk ketinggian timbunan bervariasi

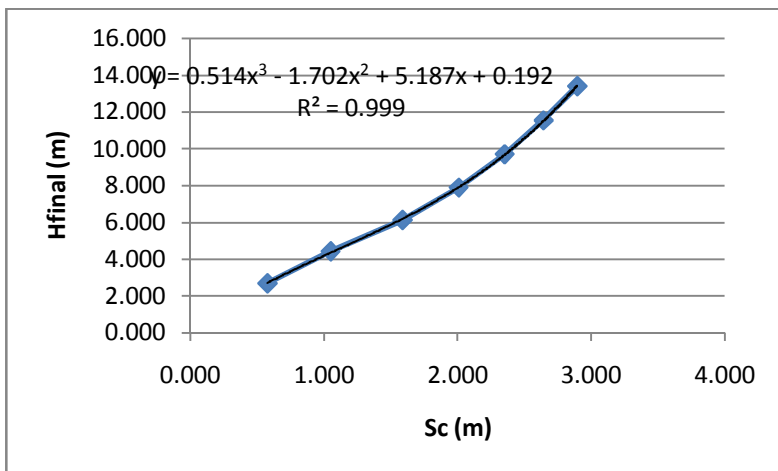
H rencana (m)	q rencana (t/m ²)	H inisial (m)	Sc (m)	Hfinal (m)
3	67.5	3.255	0.574	2.681
5	112.5	5.465	1.046	4.419
7	157.5	7.705	1.586	6.119
9	202.5	9.892	2.006	7.885
11	247.5	12.045	2.350	9.694
13	292.5	14.174	2.642	11.532
15	337.5	16.286	2.895	13.392



Gambar 4.9 Grafik hubungan waktu konsolidasi dan derajat konsolidasi



Gambar 4.10 Grafik hubungan antara H_{final} dengan H_{initial}



Gambar 4.11 Grafik hubungan antara Sc dengan H_{final}

Akibat beban bangunan menimbulkan $Sc_{primary}$ konsolidasi = 214.1 cm. $Sc_{secondary}$ diasumsikan 0.25 $Sc_{primary}$. Maka Sc akibat penurunan konsolidasi = $1.25 \times 214.1 \text{ cm} = 267.65 \text{ cm}$. Maka tinggi timbunan yang dibutuhkan untuk preloading adalah

$$Sc = 2.677 \text{ m}$$

$$H_{final} = 0.514(2.677^3) - 1.702(2.677^2) + 5.187(2.677) - 0.192 = 11.357 \text{ m}$$

$$H_{initial} = -0.0001(11.357^3) + 0.008(11.357^2) + 1.243(11.357) - 0.372 = 14.630 \text{ m}$$

4.3 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Spesifikasi tiang pancang untuk perencanaan pondasi tiang sebagai berikut :

- Jenis Tiang pancang : Tiang Pancang Bulat
- Kelas : B
- Diameter : 600 mm
- Panjang : 6 – 19 m
- Luas Penampang : 1570.80 cm^2
- Modulus Inertia : $510,508.81 \text{ cm}^4$
- Keliling : 188.4 cm
- Kuat tekan beton, f'_c : 52 Mpa
- Allowable Axial : 238.3 Ton
- Bending Moment
 - Crack : 25 t.m
 - Ultimate : 45 t.m
- Decompression Tension : 131.1 t

4.3.1. Daya Dukung Tiang Pancang

- Daya dukung berdasarkan data Sondir

Perhitungan daya dukung dengan cara Schmertmann and Nottingham (1975). Perhitungan dilakukan pada setiap kedalaman dan titik borhole. Berikut hasil perhitungan daya dukung :

Tabel 4.6 Daya Dukung Berdasarkan Sondir Titik BH 1

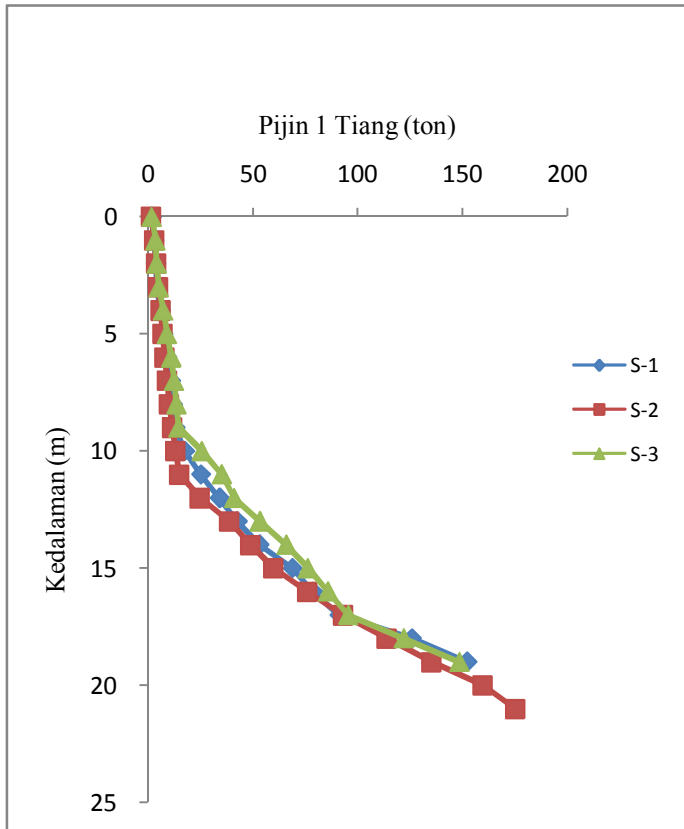
Keda- Laman	Harga Konus minimum	Qp.= Qujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	SQs.= Qs1+ Qs2 (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton)
						P _{ijin} = (b+e)/3
(m)	a	b	c	d	e	f
0.00	0.00	4,710.00	0.00	0.00	0.00	1.57
1.00	3.00	8,556.50	458.64	0.00	458.64	3.01
2.00	3.00	9,163.09	1,816.00	0.00	1,816.00	3.66
3.00	3.00	9,115.81	4,021.70	0.00	4,021.70	4.38
4.00	3.00	9,844.82	4,564.64	3,566.26	8,130.90	5.99
5.00	4.00	9,359.97	4,564.64	7,946.94	12,511.58	7.29
6.00	3.00	10,101.10	4,564.64	12,636.22	17,200.86	9.10
7.00	6.00	10,262.72	4,564.64	17,325.51	21,890.15	10.72
8.00	3.00	8,318.69	4,564.64	22,632.01	27,196.65	11.84
9.00	2.00	7,314.35	4,564.64	26,704.08	31,268.72	12.86
10.00	2.00	17,182.26	4,564.64	30,776.14	35,340.78	17.51
11.00	20.00	35,421.97	4,564.64	35,576.84	40,141.48	25.19
12.00	25.00	53,929.50	4,564.64	43,807.30	48,371.94	34.10
13.00	37.00	73,353.63	4,564.64	49,690.73	54,255.37	42.54
14.00	34.00	99,454.88	4,564.64	55,272.44	59,837.08	53.10
15.00	50.00	137,111.79	4,564.64	64,851.87	69,416.51	68.84
16.00	70.00	156,275.03	4,564.64	75,261.02	79,825.65	78.70
17.00	55.00	183,930.12	4,564.64	85,821.02	90,385.65	91.44
18.00	100.00	277,534.44	4,564.64	95,475.87	100,040.51	125.86
19.00	150.00	344,855.12	4,564.64	107,242.73	111,807.37	152.22

Tabel 4.7 Daya Dukung Berdasarkan Sondir Titik BH 2

Keda- Laman	Harga Konus minimum	Qp.= Qujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	SQ _s = Qs1+ Qs2 (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) P _{ijin} = (b+e)/3
(m)	a	b	c	d	e	f
0.00	0.00	4,592.25	0.00	0.00	0.00	1.53
1.00	4.00	8,281.75	471.50	0.00	471.50	2.92
2.00	2.00	10,044.43	1,828.85	0.00	1,828.85	3.96
3.00	4.00	10,474.84	4,227.44	0.00	4,227.44	4.90
4.00	3.00	9,530.82	4,976.12	3,809.14	8,785.26	6.11
5.00	2.00	7,935.43	4,976.12	7,881.21	12,857.33	6.93
6.00	1.00	7,129.65	4,976.12	11,953.27	16,929.39	8.02
7.00	2.00	6,099.91	4,976.12	16,025.33	21,001.45	9.03
8.00	2.00	5,409.57	4,976.12	20,097.40	25,073.52	10.16
9.00	1.00	5,275.66	4,976.12	24,169.46	29,145.58	11.47
10.00	3.00	6,437.00	4,976.12	28,241.53	33,217.65	13.22
11.00	3.00	7,374.38	4,976.12	32,313.59	37,289.71	14.89
12.00	4.00	32,669.85	4,976.12	36,694.27	41,670.39	24.78
13.00	30.00	72,797.21	4,976.12	38,504.55	43,480.67	38.76
14.00	45.00	98,388.21	4,976.12	43,105.69	48,081.81	48.82
15.00	52.00	125,503.03	4,976.12	48,687.41	53,663.53	59.72
16.00	58.50	169,647.74	4,976.12	53,062.27	58,038.39	75.90
17.00	66.00	213,021.29	4,976.12	61,359.41	66,335.53	93.12
18.00	110.00	267,991.30	4,976.12	68,902.27	73,878.39	113.96
19.00	100.00	319,507.31	4,976.12	81,121.69	86,097.81	135.20
20.00	166.67	379,641.58	4,976.12	93,944.55	98,920.67	159.52
21.00	166.67	415,865.29	4,976.12	104,655.41	109,631.53	175.17

Tabel 4.8 Daya Dukung Berdasarkan Sondir Titik BH 3

Keda- Laman	Harga Konus minimum	Qp.= Qujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	SQs.= Qs1+ Qs2 (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton)
						P _{ijin} = (b+e)/3
(m)	a	b	c	d	e	f
0.00	0.00	5,332.39	0.00	0.00	0.00	1.78
1.00	4.00	9,843.90	590.80	0.00	590.80	3.48
2.00	3.00	10,229.26	1,948.16	0.00	1,948.16	4.06
3.00	4.00	10,980.19	4,668.21	0.00	4,668.21	5.22
4.00	5.00	12,389.15	5,416.89	3,874.87	9,291.76	7.23
5.00	6.00	13,227.25	5,416.89	8,255.55	13,672.44	8.97
6.00	6.00	14,014.56	5,416.89	13,804.93	19,221.82	11.08
7.00	5.00	13,086.41	5,416.89	18,802.83	24,219.72	12.44
8.00	4.00	11,648.01	5,416.89	23,492.11	28,909.00	13.52
9.00	4.00	9,997.21	5,416.89	28,181.40	33,598.29	14.53
10.00	2.00	39,065.29	5,416.89	32,562.07	37,978.96	25.68
11.00	17.00	62,654.54	5,416.89	37,519.88	42,936.77	35.20
12.00	28.50	71,705.13	5,416.89	46,324.35	51,741.24	41.15
13.00	35.00	101,879.15	5,416.89	52,811.21	58,228.10	53.37
14.00	65.00	132,591.12	5,416.89	60,203.21	65,620.10	66.07
15.00	45.00	155,568.53	5,416.89	67,746.06	73,162.95	76.24
16.00	60.00	176,149.38	5,416.89	76,043.21	81,460.10	85.87
17.00	55.00	194,587.65	5,416.89	86,603.21	92,020.10	95.54
18.00	100.00	262,613.28	5,416.89	97,992.92	103,409.81	122.01
19.00	130.00	330,704.34	5,416.89	109,307.21	114,724.10	148.48



Gambar 4.12 Daya dukung berdasarkan sondir

- **Daya dukung berdasarkan SPT**

Perhitungan daya dukung berdasarkan data SPT dan borlog dengan cara Meyerhof dan Bazaara. Berikut adalah hasil perhitungan daya dukung berdasarkan data SPT.

Tabel 4.9 Daya Dukung Ijin Berdasarkan SPT

Dept h	N	L / P	N >15sa nd	γ_{sat}	γ'	po	N Corr	N _{rata2} ujung	Q _{ujung}	f _{si}	R _{si}	S R _{si}	Q _{ult} = Q _{ujung} +	Q _{ijin} = Q _{ult} /SF
(m)	(blow /ft)			(t/m3)	(t/m3)	(ton/m2)			(ton)	(ton/ m2)	(ton)	(ton)	S R _{si}	SF=3; (ton)
1	0.00	L	0	1.686	0.686	0.343	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.5	0.00	L	0	1.686	0.686	0.686	0.00	0.50	5.65	0.00	0.00	0.00	5.65	
2	0.00	L	0	1.686	0.686	1.029	0.00	0.87	9.80	0.00	0.00	0.00	9.80	3.27
2.5	1.00	L	1	1.686	0.686	1.372	2.00	1.17	13.19	1.00	0.94	0.94	14.14	4.71
3	1.17	L	1.167	1.686	0.686	1.715	2.33	1.43	16.16	1.17	1.10	2.04	18.20	6.07
3.5	1.33	L	1.333	1.698	0.698	2.064	2.67	1.88	21.29	1.33	1.26	3.30	24.59	8.20
4	1.50	L	1.5	1.685	0.685	2.406	3.00	2.35	26.60	1.50	1.41	4.71	31.31	10.44
4.5	1.67	L	1.667	1.685	0.685	2.749	3.18	2.83	32.05	1.59	1.50	6.21	38.26	12.75
5	1.83	L	1.833	1.685	0.685	3.091	3.28	2.93	33.11	1.64	1.55	7.76	40.87	13.62
5.5	2.00	L	2	1.685	0.685	3.434	3.37	2.88	32.60	1.69	1.59	9.35	41.95	13.98
6	1.67	L	1.667	1.685	0.685	3.776	2.66	2.71	30.61	1.33	1.25	10.60	41.21	13.74
6.5	1.33	L	1.333	1.69	0.69	4.121	2.02	2.41	27.24	1.01	0.95	11.55	38.79	12.93
7	1.00	L	1	1.69	0.69	4.466	1.44	2.02	22.81	0.72	0.68	12.23	35.03	11.68
7.5	0.67	L	0.667	1.69	0.69	4.811	0.91	1.55	17.50	0.46	0.43	12.66	30.16	10.05
8	0.33	L	0.333	1.69	0.69	5.156	0.44	1.27	14.31	0.22	0.21	12.86	27.17	9.06
8.5	0.00	L	0	1.69	0.69	5.501	0.00	1.27	14.36	0.00	0.00	12.86	27.22	9.07
9	1.17	L	1.167	1.69	0.69	5.846	1.40	1.54	17.38	0.70	0.66	13.52	30.90	10.30
9.5	2.33	L	2.333	1.676	0.676	6.184	2.69	2.04	23.12	1.34	1.27	14.79	37.90	12.63
10	3.50	L	3.5	1.676	0.676	6.522	3.88	2.77	31.37	1.94	1.83	16.62	47.98	15.99
10.5	4.67	L	4.667	1.676	0.676	6.860	4.99	3.71	41.96	2.49	2.35	18.97	60.93	20.31
11	5.83	L	5.833	1.676	0.676	7.198	6.02	4.87	55.04	3.01	2.84	21.81	76.84	25.61
11.5	7.00	L	7	1.676	0.676	7.536	6.99	5.98	67.59	3.50	3.30	25.10	92.69	30.90
12	8.17	L	8.167	1.676	0.676	7.874	8.09	7.05	79.78	4.05	3.81	28.91	108.69	36.23

12.5	9.33	L	9.333	1.685	0.685	8.217	9.17	8.11	91.72	4.59	4.32	33.24	124.96	41.65
13	10.50	L	10.5	1.685	0.685	8.559	10.23	9.15	103.53	5.12	4.82	38.06	141.59	47.20
13.5	11.67	L	11.67	1.685	0.685	8.902	11.27	10.20	115.31	5.64	5.31	43.37	158.68	52.89
14	12.83	L	12.83	1.685	0.685	9.244	12.30	11.17	126.35	6.15	5.80	49.17	175.52	58.51
14.5	14.00	L	14	1.685	0.685	9.587	13.31	11.24	127.16	6.65	6.27	55.44	182.60	60.87
15	14.67	L	14.67	1.685	0.685	9.929	13.83	11.20	126.70	6.91	6.52	61.95	188.66	62.89
15.5	15.33	P	9.2	1.789	0.789	10.324	8.59	11.05	124.99	1.72	1.62	63.57	188.57	62.86
16	16.00	P	9.6	1.789	0.789	10.719	8.89	10.79	122.05	1.78	1.68	65.25	187.30	62.43
16.5	16.67	P	10	1.789	0.789	11.113	9.17	10.43	117.91	1.83	1.73	66.98	184.88	61.63
17	17.33	P	10.4	1.789	0.789	11.508	9.45	9.97	112.71	1.89	1.78	68.76	181.47	60.49
17.5	18.00	P	10.8	1.789	0.789	11.902	9.73	9.48	107.25	1.95	1.83	70.59	177.85	59.28
18	18.83	P	11.3	1.789	0.789	12.297	10.09	9.80	110.83	2.02	1.90	72.50	183.33	61.11
18.5	19.67	P	11.8	1.733	0.733	12.663	10.45	10.12	114.50	2.09	1.97	74.47	188.96	62.99
19	20.50	P	12.3	1.733	0.733	13.03	10.81	10.46	118.26	2.16	2.04	76.50	194.76	64.92
19.5	21.33	P	12.8	1.733	0.733	13.396	11.16	19.03	215.20	2.23	2.10	78.61	293.81	97.94
20	22.17	P	13.3	1.733	0.733	13.763	11.50	19.34	218.72	2.30	2.17	80.77	299.50	99.83
20.5	23.00	P	13.8	1.733	0.733	14.129	11.84	19.64	222.07	2.37	2.23	83.01	305.08	101.69
21	22.17	P	13.3	1.733	0.733	14.496	11.32	19.92	225.26	2.26	2.13	85.14	310.40	103.47
21.5	21.33	P	12.8	1.703	0.703	14.847	10.82	20.19	228.29	2.16	2.04	87.18	315.47	105.16
22	20.50	P	12.3	1.703	0.703	15.199	10.32	20.46	231.38	2.06	1.94	89.12	320.51	106.84
22.5	19.67	P	11.8	1.703	0.703	15.55	9.82	20.74	234.55	1.96	1.85	90.98	325.52	108.51
23	18.83	L	18.83	1.703	0.703	15.902	15.57	21.03	237.79	7.78	7.34	98.31	336.11	112.04
23.5	18.00	L	18	1.703	0.703	16.253	14.77	21.35	241.45	7.39	6.96	105.27	346.72	115.57
24	20.83	L	20.83	1.703	0.703	16.605	16.97	21.71	245.56	8.49	8.00	113.27	358.83	119.61
24.5	23.67	L	23.67	1.738	0.738	16.974	19.14	22.12	250.16	9.57	9.02	122.29	372.45	124.15
25	26.50	L	26.5	1.738	0.738	17.343	21.27	22.57	255.31	10.63	10.02	132.31	387.63	129.21
25.5	29.33	L	29.33	1.738	0.738	17.712	23.37	22.84	258.36	11.69	11.01	143.32	401.69	133.90
26	32.17	L	32.17	1.738	0.738	18.081	25.44	23.17	262.02	12.72	11.99	155.31	417.33	139.11
26.5	35.00	L	35	1.738	0.738	18.45	27.48	23.43	264.93	13.74	12.95	168.26	433.20	144.40
27	37.50	L	37.5	1.738	0.738	18.819	29.23	23.61	267.04	14.62	13.78	182.04	449.08	149.69

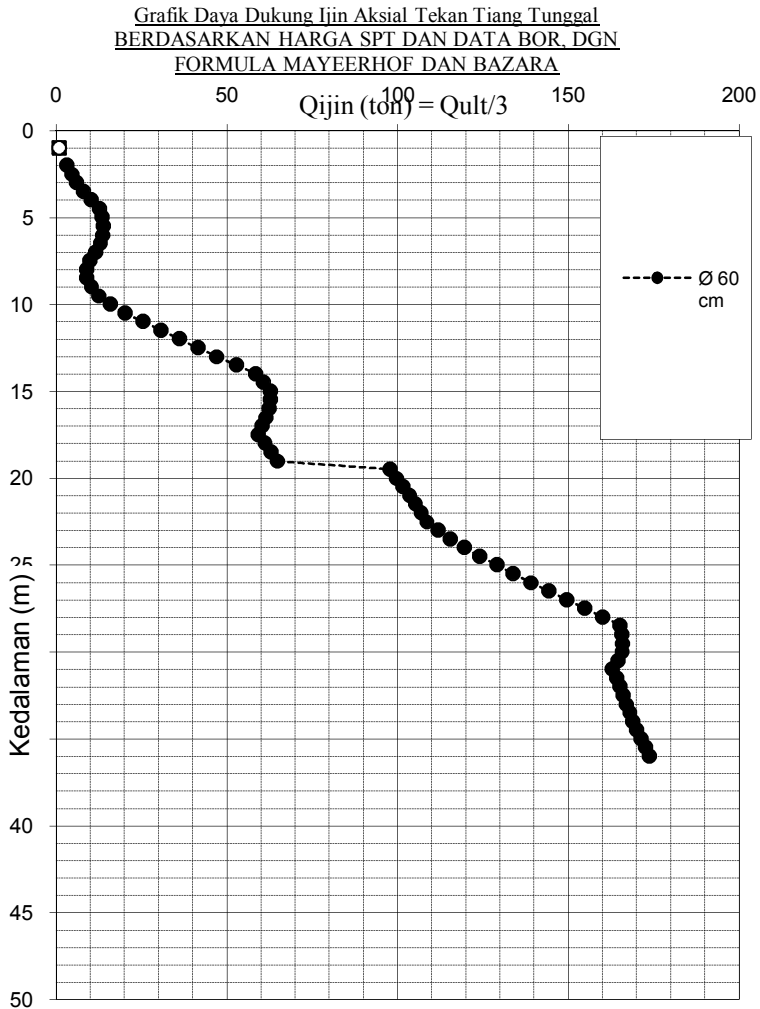
27.5	40.00	L	40	1.795	0.795	19.216	30.94	23.72	268.25	15.47	14.58	196.62	464.87	154.96
28	42.50	L	42.5	1.795	0.795	19.614	32.63	23.73	268.43	16.31	15.37	211.99	480.43	160.14
28.5	45.00	L	45	1.795	0.795	20.011	34.28	23.65	267.47	17.14	16.16	228.15	495.62	165.21
29	47.50	P	28.5	1.795	0.795	20.409	21.55	23.45	265.19	4.31	4.06	232.21	497.40	165.80
29.5	50.00	P	30	1.795	0.795	20.806	22.51	23.13	261.55	4.50	4.24	236.46	498.01	166.00
30	50.00	P	30	1.795	0.795	21.204	22.35	22.67	256.35	4.47	4.21	240.67	497.02	165.67
30.5	50.00	P	30	1.89	0.89	21.649	22.16	22.04	249.31	4.43	4.18	244.85	494.16	164.72
31	50.00	P	30	1.89	0.89	22.094	21.98	21.23	240.09	4.40	4.14	248.99	489.08	163.03
31.5	49.33	P	29.6	1.89	0.89	22.539	21.51	21.21	239.83	4.30	4.06	253.05	492.87	164.29
32	48.67	P	29.2	1.89	0.89	22.984	21.05	21.10	238.69	4.21	3.97	257.01	495.70	165.23
32.5	48.00	P	28.8	1.89	0.89	23.429	20.60	21.00	237.52	4.12	3.88	260.90	498.41	166.14
33	48.67	P	29.2	1.89	0.89	23.874	20.72	20.90	236.32	4.14	3.91	264.80	501.12	167.04
33.5	49.33	P	29.6	1.907	0.907	24.327	20.84	20.79	235.09	4.17	3.93	268.73	503.82	167.94
34	50.00	P	30	1.907	0.907	24.781	20.95	20.71	234.18	4.19	3.95	272.68	506.86	168.95
34.5	50.00	P	30	1.907	0.907	25.234	20.79	20.66	233.68	4.16	3.92	276.60	510.28	170.09
35	50.00	P	30	1.907	0.907	25.688	20.63	20.67	233.78	4.13	3.89	280.49	514.27	171.42
35.5	50.00	P	30	1.907	0.907	26.141	20.47	20.66	233.69	4.09	3.86	284.34	518.03	172.68
36	50.00	P	30	1.907	0.907	26.595	20.31	20.63	233.29	4.06	3.83	288.17	521.47	173.82

Keterangan :

*) $P_{ijin} = P_{ujung}/3 + S_{Rsi}/3$

N = Harga SPT lapangan
N rata2 ujung = N corr rata-rata ujung tiang
L/P = Lempung / Pasir
P ujung = Daya dukung tiang
N > 15sand = Koreksi N > 15 untuk lapisan pasir
Fsi = Daya lekatan per-satuan luas
 γ_{sat} = Berat volume tanah jenuh

ΣR_{si} = Kumulatif Rsi
po = Overburden pressure
Pult = P ujung + S Rsi
N Corr = N terkoreksi
Pijin = Daya dukung ijin
Rsi = Daya lekatan per-m panjang selimut
 γ' = Berat volume tanah efektif



Gambar 4.13 Grafik daya dukung ijin aksial tekan tiang tunggal berdasarkan harga spt dan data bor, dengan formula Mayeerhof dan Bazara

4.3.2. Kedalaman Pondasi Tiang

$Q_{\text{allowable}}$ bahan tiang diketahui 238.3 ton, dan nilai $\frac{1}{2} Q_{\text{allowable}}$ bahan adalah 119.15 ton. Daya dukung tanah ijin didapat pada kedalaman 24 meter dengan Q_{ijin} tanah sebesar 119.6 ton. Namun melihat profil tanah pada kedalaman 30 meter telah mencapai tanah keras. Maka tiang diteruskan sampai pada kedalaman 30 meter. Adapun nilai daya dukung ijin tanah pada kedalaman 30 meter sebagai berikut :

Q_{ultimate} tanah = 165.67 ton

SF = 3

4.3.3. Konfigurasi Pondasi

Berdasarkan perhitungan kebutuhan pondasi tiap kolom yang direncanakan, maka direncanakan beberapa tipe poer. Tipe poer yang ada berdasarkan kebutuhan jumlah tiang pancang yang direncanakan dapat dilihat pada Tabel 3.10. Gambar tipe poer dan juga konfigurasi pondasi untuk seluruh bangunan dapat dilihat pada Lampiran.

Tabel 4.10 Konfigurasi Pondasi Tiang

Type	Dia	n	S
PC-1	600	2	3d
PC-2	600	4	3d
PC-4	600	6	3d

- Type PC-1

Beban dan momen yang bekerja pada titik pusat poer dihitung dengan menjumlahkan semua beban-beban dan momen yang dukung oleh pondasi.

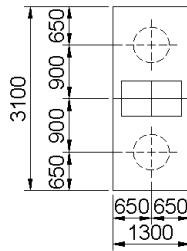
Data Beban :

	1	Total
P (ton)	175.9	175.852
M_x (t.m)	-0.888	-0.319
M_y (t.m)	-1.067	-1.757
V_x (ton)	-0.345	
V_y (ton)	0.284	

$P_o = 175.852 \text{ t}$

$M_{x_o} = \sum_{n=3}^i M_{xi} + (V_{yi} \cdot d) = -0.888 + (-0.284 \times 2) = -0.319 \text{ t.m}$

$$M_{y0} = \sum_{n=3}^i M_{yi} + (V_{xi} \cdot d) = -1.067 + (-0.345 \times 2) = 0.52 \text{ t.m}$$



Gambar 4.14 Konfigurasi poer type PC-1

Susunan Tiang Pancang :

No	Jumlah	x	n.x ²	No	Jumlah	y	n.x ²
1	2	0	0	1	1	0.9	0.81
			0	2	1	-0.9	0.81
	2		0		2		1.62

Gaya yang bekerja pada 1 tiang :

Setelah mengetahui gaya-gaya reaksi diperletakan, selanjutnya dicari P_{\max} dan P_{\min} yang bekerja pada satu tiang. P_{\max} dan P_{\min} dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$P = \frac{P}{n} \pm \frac{M_{x0} D_{yi}}{\sum D_{yi}^2} \pm \frac{M_{y0} D_{xi}}{\sum D_{xi}^2} =$$

$$P_{\max} = \frac{175.852}{2} + \frac{0.319(0.9)}{[(2 \times 0.9^2)]} + \frac{1.757(0)}{[2 \times 0^2]} = 88.103 \text{ ton}$$

$$P_{\min} = \frac{175.852}{2} - \frac{0.319(0.9)}{[(2 \times 0.9^2)]} - \frac{1.757(0)}{[2 \times 0^2]} = 87.749 \text{ ton}$$

Efisiensi Tiang :

Efisiensi tiang pancang dalam grup didapatkan berdasarkan rumus *Converse-Labarre* dari persamaan dibawah ini :

$$\eta = 1 - \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

$$\eta = 1 - \arctg \left(\frac{0.6}{1.8} \right) \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{1} \right)$$

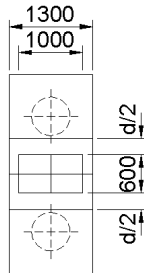
$$\eta = 0.898$$

Daya dukung tiang group :

Daya dukung tiang group dihitung dengan mengalikan daya dukung satu tiang dengan efisiensi dan jumlah tiang.

$$Q_g = \eta \times n \times Q_{ijin \text{ 1 tiang}}$$

$$Q_g = 0.898 \times 2 \times 119.15 = 213.89 \text{ ton}$$

Tinjauan Geser Dua Arah :**Gambar 4.15** Tinjauan geser 2 arah kolom PC-1

Dimensi poer (B × L)	= 3.1 × 1.3 m
Tebal poer (t)	= 0.6 m
Diameter tulangan utama	= 19 mm
Diameter sengkang	= 12 mm
Mutu beton, f'_c	= 40 Mpa
Dimensi kolom	= 1000 × 600 mm
β_c	= 1.67
Tebal selimut beton	= 75 mm
Tinggi efektif balok poer	
Arah x (d_x)	= 600 – 75 – $\frac{1}{2} \times 19$ = 515.5 mm
Arah y (d_y)	= 600 – 75 – $\frac{1}{2} \times 19$ = 496.5 mm
Geser dua arah disekitar kolom, b_o	= 2 x ((1+0.3)
	= 2.6 m
Gaya geser, V_u	= 175.852 t

Nilai kuat geser dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil, dari pers berikut :

$$V_c = \frac{(1 + \frac{2}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} b_o d}{6} = \frac{(1 + \frac{2}{1.67}) \sqrt{40} \times 2600 \times 514}{6} \times 10^{-3} = 316.11 \text{ t}$$

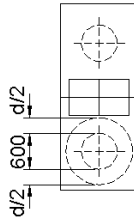
$$V_c = \frac{(2 + \frac{\alpha_s \times d}{b}) \sqrt{f_r c} \times b \times d}{12} = \frac{(2 + \frac{30 \times 725}{2600}) \sqrt{40} \times 2600 \times 514}{12} \times 10^{-3} = 416.06 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_r c} b_o d}{3} = \frac{\sqrt{40} \times 2600 \times 514}{3} \times 10^{-3} = 278.92 \text{ t}$$

Faktor reduksi kekuatan geser poer, $\phi = 0.75$

Maka, $\phi V_c = 0.75 \cdot 278.92 \text{ t} = 209.19 \text{ t} \geq V_u (175.852 \text{ t})$

Tinjauan Geser Dua Arah Tiang :



Gambar 4.16 Tinjauan geser 2 arah tiang PC-1

$$B_o = \pi \times ((0.6 + 0.5155)) = 3.5045 \text{ m}$$

Gaya geser $V_u = 88.103 \text{ ton}$

Nilai kuat geser dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil, dari pers berikut :

$$V_c = \frac{(1 + \frac{2}{\beta_c}) \sqrt{f_r c} b_o d}{6} = \frac{(1 + \frac{2}{1.67}) \sqrt{40} \times 3504.5 \times 515.5}{6} \times 10^{-3} = 427.32 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{(2 + \frac{\alpha_s \times d}{b}) \sqrt{f_r c} \times b \times d}{12} = \frac{(2 + \frac{30 \times 514}{3504.5}) \sqrt{40} \times 3504.5 \times 515.5}{12} \times 10^{-3} = 428.49 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_r c} b_o d}{3} = \frac{\sqrt{40} \times 3504.5 \times 515.5}{3} \times 10^{-3} = 377.04 \text{ t}$$

Faktor reduksi kekuatan geser poer, $\phi = 0.75$

Maka, $\phi V_c = 0.75 \cdot 377.04 \text{ t} = 282.78 \text{ t} \geq V_u (88.103 \text{ t})$

- Type PC-2

Beban dan momen yang bekerja pada titik pusat poer dihitung dengan menjumlahkan semua beban-beban dan momen yang dukung oleh pondasi.

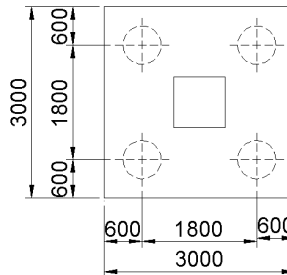
Data Beban :

	1	Total
V	351.9	351.938
Mx	0.0221	0.0082
My	4.232	6.956
Vx	1.362	
Vy	-0.007	

$$P_o = 351.938 \text{ t}$$

$$M_{xo} = \sum_{n=3}^i M_{xi} + (V_{yi} \cdot d) = 0.58 + (-0.007 \cdot 2) = 0.0082 \text{ t.m}$$

$$M_{yo} = \sum_{n=3}^i M_{yi} + (V_{xi} \cdot d) = 4.232 + (1.362 \cdot 2) = 6.956 \text{ t.m}$$



Gambar 4.17 Konfigurasi poer type PC-2

Susunan Tiang Pancang :

No	Jumlah	x	n.x ²	No	Jumlah	y	n.x ²
1	2	0.9	1.62	1	2	0.9	1.62
2	2	-0.9	1.62	2	2	-0.9	1.62
	4		3.24		4		3.24

Gaya yang bekerja pada 1 tiang :

Setelah mengetahui gaya-gaya reaksi diperletakan, selanjutnya dicari P_{\max} dan P_{\min} yang bekerja pada satu tiang. P_{\max} dan P_{\min} dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$P = \frac{P}{n} \pm \frac{M_{xo} D_y}{\sum D_{yi}^2} \pm \frac{M_{yo} D_x}{\sum D_{xi}^2}$$

$$P_{\max} = \frac{351.938 \text{ t}}{4} + \frac{0.0082(0.9)}{[(4 \times 0.9^2)]} + \frac{6.956(0.9)}{[(4 \times 0.9^2)]} = 89.92 \text{ t}$$

$$P_{\min} = \frac{351.938 \text{ t}}{4} - \frac{0.0082(0.9)}{[(4 \times 0.9^2)]} - \frac{6.956(0.9)}{[(4 \times 0.9^2)]} = 86.05 \text{ t}$$

Efisiensi Tiang :

Efisiensi tiang pancang dalam grup didapatkan berdasarkan rumus *Converse-Labarre* dari persamaan dibawah ini :

$$\eta = 1 - \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{S} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

$$\eta = 1 - \operatorname{arctg} \left(\frac{0.6}{1.8} \right) \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \right)$$

$$\eta = 0.795$$

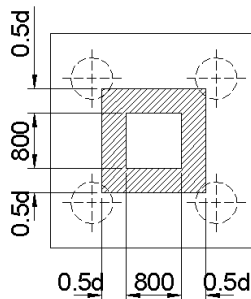
Daya dukung tiang group :

Daya dukung tiang group dihitung dengan mengalikan daya dukung satu tiang dengan efisiensi dan jumlah tiang.

$$Q_g = \eta \times n \times Q_{ijin \text{ 1 tiang}}$$

$$Q_g = 0.795 \times 4 \times 119.15 = 378.98 \text{ ton}$$

Tinjauan Geser Dua Arah



Gambar 4.18 Tinjauan geser 2 arah kolom PC-2

Dimensi poer (B × L)	= 3 x 3 m
Tebal poer (t)	= 0.8 m
Diameter tulangan utama	= 25 mm
Diameter sengkang	= 13 mm
Mutu beton, f'_c	= 40 Mpa
Dimensi kolom	= 800 × 800 mm
β_c	= 1.67
Tebal selimut beton	= 75 mm
Tinggi efektif balok poer	
Arah x (d_x)	= $800 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 712.5 \text{ mm}$

$$\text{Arah } y (d_y) = 800 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 687.5 \text{ mm}$$

Geser dua arah disekitar kolom,

$$b_o = 2 \times ((0.8+0.7125)+(0.8+0.7125)) = 6.05 \text{ m}$$

$$\text{Gaya geser, } V_u = 351.938 \text{ t}$$

Nilai kuat geser dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil, dari pers berikut :

$$V_c = \frac{(1+\frac{2}{\beta_c})\sqrt{f_r c} b_o d}{6} = \frac{(1+\frac{2}{1})\sqrt{40} \times 6050 \times 712.5}{6} \times 10^{-3} = 1390.40 \text{ t}$$

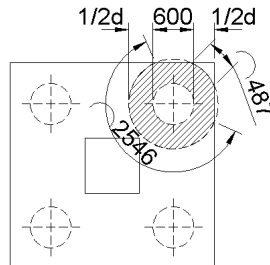
$$V_c = \frac{(2+\frac{\alpha_s \times d}{b})\sqrt{f_r c} \times b \times d}{12} = \frac{(2+\frac{30 \times 712.5}{6050})\sqrt{40} \times 6050 \times 712.5}{12} \times 10^{-3} = 799.46 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_r c} b_o d}{3} = \frac{\sqrt{40} \times 6050 \times 712.5}{3} \times 10^{-3} = 899.67 \text{ t}$$

Faktor reduksi kekuatan geser poer, $\phi = 0.75$

Maka, $\phi V_c = 0.75 \cdot 799.46 \text{ t} = 596.24 \text{ t} \geq V_u (351.938 \text{ t})$

Tinjauan Geser Dua Arah Tiang :



Gambar 4.19 Tinjauan geser 2 arah tiang PC-2

$$B_o = (2.546+0.487) = 3.033 \text{ m}$$

$$\text{Gaya geser } V_u = 89.92 \text{ t}$$

Nilai kuat geser dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil, dari pers berikut :

$$V_c = \frac{(1+\frac{2}{\beta_c})\sqrt{f_r c} b_o d}{6} = \frac{(1+\frac{2}{1})\sqrt{40} \times 3033 \times 712.5}{6} \times 10^{-3} = 697.04 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{(2+\frac{\alpha_s \times d}{b})\sqrt{f_r c} \times b \times d}{12} = \frac{(2+\frac{30 \times 712.5}{3033})\sqrt{40} \times 3033 \times 712.5}{12} \times 10^{-3} = 799.46 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_{r_c} b_o d}}{3} = \frac{\sqrt{40 \times 3033 \times 712.5}}{3} \times 10^{-3} = 451.03 \text{ t}$$

Faktor reduksi kekuatan geser poer, $\phi = 0.75$

Maka, $\phi V_c = 0.75 \cdot 451.03 \text{ t} = 338.27 \text{ t} \geq V_u (89.92 \text{ t})$

- Type PC-3

Beban dan momen yang bekerja pada titik pusat poer dihitung dengan menjumlahkan semua beban-beban dan momen yang dukung oleh pondasi.

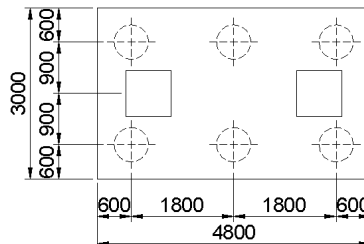
Data Beban :

	1	2	Total
V	334.15	236.06	570.215
Mx	-0.01	0.03	0.00634
My	-3.97	-0.67	-7.612
Vx	-1.28	-0.21	
Vy	0.0043	-0.0096	

$$P_o = 570.215 \text{ t}$$

$$M_{x_o} = \sum_{n=3}^i M_{xi} + (V_{yi} \cdot d) = -0.01 + 0.03 + (0.0043 \cdot 2) + (-0.0096 \cdot 2) = 0.00634 \text{ t.m}$$

$$M_{y_o} = \sum_{n=3}^i M_{yi} + (V_{xi} \cdot d) = -3.97 + -0.67 + (-1.28 \cdot 2) + (-0.21 \cdot 2) = -7.612 \text{ t.m}$$



Gambar 4.20 Konfigurasi poer type PC-3

Susunan Tiang Pancang

No	Jumlah	x	n.x ²	No	Jumlah	y	n.x ²
1	2	1.8	6.48	1	3	0.9	2.43
2	2	0	0	2	3	-0.9	2.43
3	2	-1.8	6.48	3			0
	6		12.96		6		4.86

Gaya yang bekerja pada 1 tiang :

Setelah mengetahui gaya-gaya reaksi diperletakan, selanjutnya dicari P_{\max} dan P_{\min} yang bekerja pada satu tiang. P_{\max} dan P_{\min} dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$P = \frac{P}{n} \pm \frac{M_{xo}D_y}{\sum D_{yi}^2} \pm \frac{M_{yo}D_x}{\sum D_{xi}^2}$$

$$P_{\max} = \frac{570.215}{4} + \frac{0.00634(0.9)}{[(6 \times 0.9^2)]} + \frac{7.612(1.8)}{[(4 \times 1.8^2)]} = 96.0943 \text{ t}$$

$$P_{\min} = \frac{570.215}{4} + \frac{0.00634(0.9)}{[(6 \times 0.9^2)]} + \frac{7.612(1.8)}{[(4 \times 1.8^2)]} = 93.977 \text{ t}$$

Efisiensi Tiang :

Efisiensi tiang pancang dalam grup didapatkan berdasarkan rumus *Converse-Labarre* dari persamaan dibawah ini :

$$\eta = 1 - \arctg\left(\frac{D}{S}\right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$\eta = 1 - \arctg\left(\frac{0.6}{1.8}\right) \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3}\right)$$

$$\eta = 0.818$$

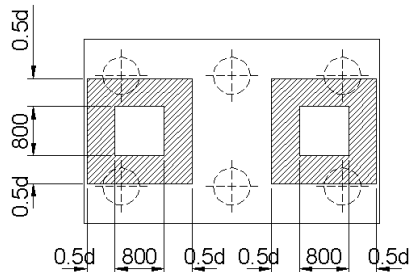
Daya dukung tiang group :

Daya dukung tiang group dihitung dengan mengalikan daya dukung satu tiang dengan efisiensi dan jumlah tiang.

$$Q_g = \eta \times n \times Q_{\text{ijin 1 tiang}}$$

$$Q_g = 0.818 \times 6 \times 119.15 = 584.82 \text{ ton}$$

Tinjauan Geser Dua Arah



Gambar 4.21 Tinjauan geser 2 arah kolom PC-3

Dimensi poer (B × L)	= 4.8 x 3 m
Tebal poer (t)	= 0.8 m
Diameter tulangan utama	= 25 mm
Diameter sengkang	= 13 mm
Mutu beton, f'_c	= 40 Mpa
Dimensi kolom	= 800 × 800 mm
β_c	= 1.67
Tebal selimut beton	= 75 mm
Tinggi efektif balok poer	

$$\text{Arah x (} d_x \text{)} = 800 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 712.5 \text{ mm}$$

$$\text{Arah y (} d_y \text{)} = 800 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 687.5 \text{ mm}$$

Geser dua arah disekitar kolom,

$$b_o = 2 \times ((0.8 + 0.7125) + (0.8 + 0.7125)) = 6.05 \text{ m}$$

$$\text{Gaya geser, } V_u = 570.215 \text{ t}$$

Nilai kuat geser dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil, dari pers berikut :

$$V_c = \frac{(1 + \frac{2}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} b_o d}{6} = \frac{(1 + \frac{2}{1}) \sqrt{40} \times 6050 \times 712.5}{6} \times 10^{-3} = 1390.40 \text{ t}$$

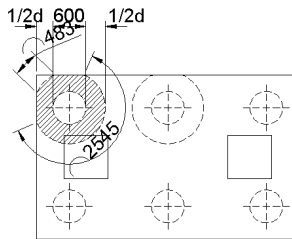
$$V_c = \frac{(2 + \frac{\alpha_s d}{b}) \sqrt{f'_c} \times b \times d}{12} = \frac{(2 + \frac{40 \times 712.5}{6050}) \sqrt{40} \times 6050 \times 712.5}{12} \times 10^{-3} = 1065.95 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{3} = \frac{\sqrt{40} \times 6050 \times 712.5}{3} \times 10^{-3} = 899.67 \text{ t}$$

Faktor reduksi kekuatan geser poer, $\phi = 0.75$

Maka, $\phi V_c = 0.75 \cdot 899.67 \text{ t} = 674.75 \text{ t} \geq V_u (570.215 \text{ t})$

Tinjauan Geser Dua Arah Tiang :



Gambar 4.22 Tinjauan geser 2 arah tiang PC-3

$$B_o = (2.545 + 0.483) = 3.028 \text{ m}$$

Gaya geser $V_u = 96.0943 \text{ t}$

Nilai kuat geser dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil, dari pers berikut :

$$V_c = \frac{(1 + \frac{2}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} b_o d}{6} = \frac{(1 + \frac{2}{1}) \sqrt{40} \times 3028 \times 712.5}{6} \times 10^{-3} = 695.89 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{(2 + \frac{\alpha_s \times d}{b}) \sqrt{f'_c} \times b \times d}{12} = \frac{(2 + \frac{40 \times 712.5}{3033}) \sqrt{40} \times 3028 \times 712.5}{12} \times 10^{-3} = 1065.95 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{3} = \frac{\sqrt{40} \times 3028 \times 712.5}{3} \times 10^{-3} = 450.28 \text{ t}$$

Faktor reduksi kekuatan geser poer, $\phi = 0.75$

Maka, $\phi V_c = 0.75 \cdot 450.28 \text{ t} = 337.71 \text{ t} \geq 96.0943 \text{ t}$

4.3.4. Gaya Horizontal pada Tiang

Setelah direncanakan untuk dapat menahan gaya-gaya reaksi diperletakan, pondasi tiang pancang juga perlu dikontrol terhadap gaya horizontal. Defleksi dan momen yang terjadi pada tiang pancang tidak boleh melebihi batasan yang telah ditentukan. Berikut adalah contoh perhitungan kontrol terhadap pondasi untuk type-1:

- **Mencari harga f**

Harga f didapatkan dari grafik NAVFAC DM-7 yang telah tercantum pada Gambar 2.4. Nilai f ditentukan berdasarkan nilai q_u .

$$q_u = 2c_u = 2 \times 0.0992 = 0.198 \text{ kg/m}^2$$

Didapatkan nilai $f = 2.5 \text{ ton/ft}^3 = 0.08 \text{ kg/cm}^3$

- **Menentukan nilai T**

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921.82 \times 510508.81}{0.08} \right)^{\frac{1}{5}} = 293.091 \text{ cm}$$

- **Menentukan nilai F_δ dan F_M**

Untuk menentukan nilai F_δ dan F_M dapat digunakan grafik NAVFAC DM-7 yang tercantum pada Gambar 2.6.

Nilai F_δ dan F_M didapatkan berdasarkan nilai L/T , dimana L adalah panjang sebuah tiang yang digunakan.

$$L/T = 22 / 293.091 \text{ cm} = 7.056$$

Didapatkan dari Gambar 2.6 : $F_\delta = 0.96$ dan $F_M = -0.865$

- **Menentukan nilai defleksi (δ_P) pada tiang**

Defleksi terbesar yang terjadi pada tiang berada di bagian paling atas tiang. Besarnya defleksi dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\delta_P = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right) = \left(\frac{338921.82 \times 510508.81}{0.08} \right)^{\frac{1}{5}} = 0.0312 \text{ mm}$$

Keterangan :

P : F_y/n

n : Jumlah tiang dalam satu grup

T : Faktor kekakuan relatif

E : Modulus elastisitas tiang

I : Momen Inersia dari potongan melintang tiang

$\delta_P < 1 \text{ inch (2.54 cm)}$

- **Menentukan nilai momen (M_p) pada tiang**

Momen terbesar yang terjadi pada tiang berada di bagian paling atas tiang. Besarnya momen

$$M_p = F_m PT$$

$$M_p = 0.865 \times 0.224 \times (293.091/100) = 0.567 \text{ t.m}$$

$$M_p < M_{crack} \text{ tiang}$$

Hasil perhitungan defleksi dan momen dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.11 Defleksi dan Momen pada tiang

Type	Dia (mm)	Defleksi(mm)	Momen (t.m)
PC-1	600	0.0312	0.567
PC-2	600	18.711	3.396
PC-3	600	20.814	3.778

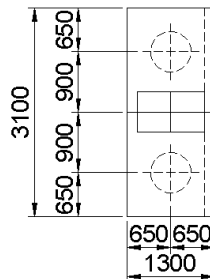
4.3.5. Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

- Type PC-1

Penulangan Lentur

- Penulangan Arah X



Gambar 4.23 Momen lentur dimuka kolom arah x PC-1

$$P_{max} = 88.103 \text{ ton}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = P \cdot x$$

$$\begin{aligned}
 &= 0 \text{ t.m} \\
 (d_x) &= 600 - 75 - \frac{1}{2} 19 = 515.5 \text{ mm} \\
 (d_y) &= 600 - 75 - 19 - \frac{1}{2} 19 = 496.5 \text{ mm} \\
 \beta_1 &= 0,85 \\
 \rho_{\min} &= 0.002 \\
 m &= \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.76 \\
 R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{0}{0.8 \times 3100 \times 514^2} = 0 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11.76} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 11.76 \times 0}{400}} \right) = 0 \\
 \rho_{\min} &> \rho_{\text{perlu}}
 \end{aligned}$$

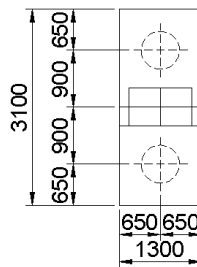
maka dipakai $\rho = 0,002$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,002 \times 3100 \times 515.5 = 3196.1 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 13D19– 250 ($A_s \text{ pakai} = 3685.87 \text{ mm}^2$)

- Penulangan Arah Y



Gambar 4.24 Momen lentur dimuka kolom arah y PC-1

- Penulangan Arah Y

$$P_{\max} = 88.103 \text{ ton}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = P \cdot x = 88.103 \times 0.6 = 52.9 \text{ tm} = 52861963.33 \text{ Nmm}$$

$$(d_x) = 600 - 75 - \frac{1}{2} 19 = 515.5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 600 - 75 - 19 - \frac{1}{2} 19 = 496.5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = 0.002$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_{t_c}} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{52861963.33}{0.8 \times 3100 \times 492^2} = 0.0783$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11.76} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 11.76 \times 0.0783}{400}} \right) = 0.0002$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$$

maka dipakai $\rho = 0,002$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

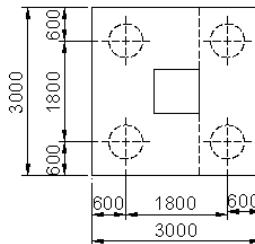
$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,002 \times 1300 \times 492 = 1290.0 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 6D19 – 250 (As pakai = 1701.17 mm²)

- Type PC-2

Penulangan Lentur

- Penulangan Arah X



Gambar 4.25 Momen lentur dimuka kolom arah x PC-2

$$P_{\max} = 89.92 \text{ t}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = P \cdot x$$

$$= 2 \times 89.92 \times 0.5 = 89.92 \text{ t.m} = 89919016.67 \text{ Nmm}$$

$$(d_x) = 800 - 75 - \frac{1}{2} 25 = 712.5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 800 - 75 - 25 - \frac{1}{2} 25 = 687.5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = 0.002$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{89919016.67}{0.8 \times 3000 \times 712.5^2} = 0.066$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.76 \times 0.066}{400}} \right) = 0.0001642$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$$

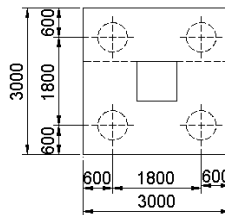
maka dipakai $\rho = 0,002$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,002 \times 3000 \times 712.5 = 4275 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 10D25 – 300 ($A_s \text{ pakai} = 4908.74 \text{ mm}^2$)

- Penulangan Arah Y



Gambar 4.26 Momen lentur dimuka kolom arah y PC-2

$$P_{\max} = 89.92 \text{ t}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = P \cdot x = 113.05 \times 0.5 = 56.5 \text{ tm} = 56525102.97 \text{ Nmm}$$

$$(d_x) = 800 - 75 - \frac{1}{2} 25 = 712.5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 800 - 75 - 25 - \frac{1}{2} 25 = 687.5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = 0.002$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{56525102.97}{0.8 \times 2759 \times 687.5^2} = 0.070$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.76 \times 0.070}{400}} \right) = 0.0002$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$$

maka dipakai $\rho = 0,002$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

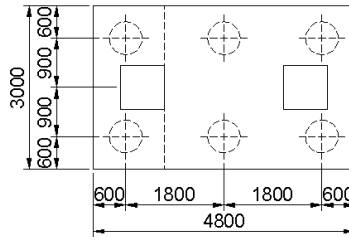
$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,002 \times 2759 \times 687,5 = 4125 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 10D25 – 300 ($A_s \text{ pakai} = 4908,74 \text{ mm}^2$)

- Type PC-3

Penulangan Lentur

- Penulangan Arah X



Gambar 4.27 Momen lentur dimuka kolom arah x PC-3

$$P_{\max} = 96,09 \text{ t}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = P \cdot x = (2 \times 96,09 \times 1,1) + (2 \times 96,09 \times 2,9) - (236,06 \times 3) = 195,1 \text{ t.m} = 195104585,19 \text{ Nmm}$$

$$(d_x) = 800 - 75 - \frac{1}{2} 25 = 712,5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 800 - 75 - 25 - \frac{1}{2} 25 = 687,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{195104585,19}{0,8 \times 3000 \times 712,5^2} = 0,142$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 11,76 \times 0,142}{400}} \right) =$$

$$0,0003566$$

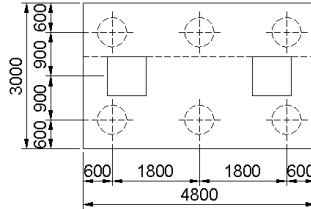
$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$$

maka dipakai $\rho = 0,002$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

As perlu = $\rho \times b \times d = 0,002 \times 3000 \times 712.5 = 4275 \text{ mm}^2$
 Digunakan tulangan 10D25 – 300 (As pakai = 4908.74 mm²)

- Penulangan Arah Y



Gambar 4.28 Momen lentur dimuka kolom arah y PC-3

- Penulangan Arah Y

$$P_{\max} = 96.09 \text{ t}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = P \cdot x = (3 \times 96.09 \times 0.5) = 144.1 \text{ tm} = 144141444.44 \text{ Nmm}$$

$$(d_x) = 800 - 75 - \frac{1}{2} 25 = 712.5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 800 - 75 - 25 - \frac{1}{2} 25 = 687.5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = 0.002$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_{t_c}} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{144141444.44}{0.8 \times 4800 \times 687.5^2} = 0.071$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11.76} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 11.76 \times 0.071}{400}} \right) = 0.0002$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$$

maka dipakai $\rho = 0,002$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d = 0,002 \times 4800 \times 687.5 = 6600 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 16D25 – 300 (As pakai = 7853.98 mm²)

4.3.6. Perencanaan Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

4.3.6.1. Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	: 362.11 ton
Panjang Sloof L	: 6.6 m
Mutu Beton f'c	: 40 Mpa
Mutu Baja	: 400 Mpa
Decking	: 40 mm
φ Tulangan Utama	: 22 mm
φ Sengkang	: 12 mm
Dimensi Sloof	: 350 mm x 500 mm
Tinggi Efektif	: $500 - 40 - 13 - (1/2 \times 22) = 436$ mm

4.3.6.2. Penulangan Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah :

$$\begin{aligned}\text{Berat aksial } n_u &= 10\% \times 362.11 \text{ ton} \\ &= 36.21 \text{ ton}\end{aligned}$$

Berat yang diterima sloof :

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri} &= 0,35 \times 0,5 \times 2,4 &= 0,42 \text{ t/m} \\ \text{Berat dinding} &= 6.6 \times 0,25 &= \underline{1,65 \text{ t/m}} + \\ &&= 2.07 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_u &= 1,2 \times 2.07 \\ &= 2.484 \text{ t/m} = 24840 \text{ N/m}\end{aligned}$$

Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

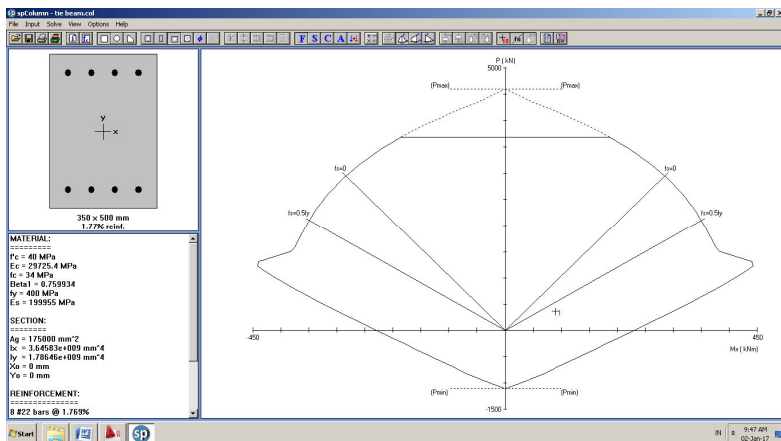
$$\begin{aligned} Mu &= 1/12 \cdot qu \cdot L^2 \\ &= 1/12 \cdot 24840 \cdot 6,6^2 \\ &= 90169.2 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Dari program SpColumn dengan memasukkan beban :

$$P = 362.11 \text{ kN}$$

$$M = 90,17 \text{ kNm}$$

Sehingga di dapat diagram interaksi seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.29 Diagram interaksi balok sloof 35/50

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:									
No.	Pu kN	Mux kNm	fMux kNm	fMn/Mu NA	depth	Dt	depth	eps_t	Phi
1	362.11	90.17	299.17	3.318	87	439	0.01209	0.900	
*** End of output ***									

4.30 Output momen tahanan balok sloof 35/50

Dari diagram interaksi untuk :

$$f'c = 40 \text{ Mpa}$$

$$fy = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{dipasang tulangan } 8D22 \text{ (} As = 3096 \text{ mm}^2 \text{)}$$

4.3.6.3. Penulangan Geser Sloof

Dari diagram interaksi didapat momen balance M_{pr} sebesar
 $= 444,32 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_{pr} + M_{pr}}{l_n} \\ &= \frac{299.17 + 299.17}{6.6} = 90.66 \text{ kN} = 90657.58 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f_c} x b_w x d x \left[1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right] \\ &= \frac{1}{6} x \sqrt{40} x 400 x 436 \left[1 + \frac{362.11}{14 x 350 x 500} \right] \\ &= 183860,91 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 x 183860,91 \text{ N} = 137895,68 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= 1/3 x b_w x d \\ &= 1/3 x 350 x 436 \\ &= 50866,66 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi(V_c + V_{s \text{ min}}) &= 0,75 x (137895,68 + 50866,66) \\ &= 141571,76 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\phi V_c + \phi(1/3) \sqrt{f_c} x b_w x d \\ &= 137895,68 + 0,75 x \frac{1}{3} x \sqrt{40} x 400 x 436 \\ &= 413646,29 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena :

$$(\phi V_c + \phi V_{s \text{ min}}) < V_u$$

$$141571,76 \text{ N} > 90657.58 \text{ N}$$

Maka digunakan tulangan geser minimum

Direncanakan tulangan geser $\phi 13 \text{ mm}$

$$A_v = 2A_s = 2 x \frac{1}{4} \pi x 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

Kuat geser sengkang

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{90.66}{0.75} - 183.86 = -79.45 \text{ kN}$$

Kontrol jarak sengkang

$$S \leq \frac{1}{2} \times d$$

$$S \leq 250 \text{ mm}$$

$$S \leq \frac{1}{2} \times 436 = 218 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan sengkang $\phi 13-200$

4.3.7. Elastic Settlement Pondasi Tiang Group

Pada pondasi tiang dipancang tidak terjadi penurunan konsolidasi karena tiang dipancang sampai kedalaman 30 m (N-SPT 50) dengan lapisan tanah berupa pasir. Namun dilakukan perhitungan penurunan segera atau *elastic settlement* yang terjadi pada lapisan tanah pasir. Perhitungan penurunan1 tiang yang dibebani beban kerja dihitung dengan persamaan berikut:

$$se = se_{(1)} + se_{(2)} + se_{(3)}$$

$$P_{ijin} = 119.15 \text{ ton}$$

$$\text{Beban tiang dukung ujung, } Q_{ws} = 80.22 \text{ ton} = 802.2 \text{ kn}$$

Beban tiang geser friksi,

$$Q_{wp} = 119.15 - 80.22 = 38.93 \text{ ton} = 389.3 \text{ kn}$$

Modulus Elastisitas tiang,

$$E_p = 4700\sqrt{52} = 33892.182 \text{ N/mm} = 33892182 \text{ kn/m}^2$$

$$\xi = 0.6$$

$$\text{Luas penampang tiang, } A_p = 0.15708 \text{ m}^2$$

$$\text{Panjang tiang, } L = 28 \text{ m}$$

$$\text{Diameter} = 0.6 \text{ m}$$

$$q_{wp} = Q_{wp}/A_p = 2478.355 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu_s, \text{ poisson ratio} = 0.4$$

$$\text{Faktor pengaruh, } I_{wp} = 0.85$$

$$\text{Modulus Elastisitas tanah, } E_s = 80000 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{keliling tiang, } p = 1.885 \text{ m}$$

Faktor pengaruh, I_{ws} dihitung dengan rumus :

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{L/D} = 4.391$$

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} = \frac{(389.3 + 0.6 \times 802.2)28}{0.157 \times 33892182} = 0.0026 \text{ m}$$

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} = \frac{2478.355 \times 0.6}{80000} (1 - 0.4^2) 0.85 = 0.01327 \text{ m}$$

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} = \left(\frac{802.2}{1.885 \times 28} \right) \frac{0.6}{80000} (1 - 0.4^2) = 0.00042 \text{ m}$$

Jadi, total elastic settlement pondasi tiang adalah $se = se_{(1)} + se_{(2)} + se_{(3)} = 0.016297 \text{ m} = 1.63 \text{ cm}$

Elastic Settlement group tiang dihitung dengan rumus Vesic

$$B_g = (2 \times 1.8) + 0.6 = 2.4 \text{ m}$$

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} Se = \sqrt{\frac{2.4}{0.6}} \times 16.297 = 32.6 \text{ mm} = 0.0326 \text{ m}$$

Tabel 4.12 Elastic Settlement Tiang

Type	Sg (m)
PC-1	0.0163
PC-2	0.0326
PC-3	0.0326

4.3.8. Perhitungan Biaya Material

Setelah pondasi direncanakan kemudian dihitung biaya material masing-masing pondasi. Dari perhitungan biaya material didapatkan untuk pondasi tiang pancang dan pondasi rakit sebagai berikut :

Tabel 4.13 Biaya Material Pondasi Tiang Pancang

	Uraian	Volume	Unit	Harga Satuan	Biaya total
1	Tiang Pancang D60	3136	m	750,000.00	2,352,000,000.00
2	Beton Mutu f'c 40 Mpa				
	PC-1	19.344	m3	1,150,000.00	22,245,600.00
	PC-2	86.4	m3	1,150,000.00	99,360,000.00
	PC-3	92.16	m3	1,150,000.00	105,984,000.00

3	Tulangan				
	Ø12	44.054	kg	9,000.00	396,482.23
	D16	300.768	kg	9,000.00	2,706,909.63
	D19	94.103	kg	9,000.00	846,923.59
	D25	734.296	kg	9,000.00	6,608,666.09
	Total				2,590,148,581.54

Tabel 4.14 Biaya Material Pondasi Rakit + PVD

	Uraian	Volume	Unit	Harga Satuan	Biaya total
1	Beton Mutu f'c 40 Mpa	910.4	m ³	1,150,000.00	1,046,960,000.00
2	Tulangan				
	D13	537.65	kg	9,000.00	4,838,808.71
	D22	10,240.27	kg	9,000.00	93,782,465.13
	D25	8,138.29	kg	9,000.00	73,244,661.92
3	PVD	19,188	m	3,500.00	67,158,000.09
	Total				1,285,983,935.76

Dari hasil perhitungan didapatkan harga material untuk pondasi rakit sebesar Rp. 1.285.983.935,75 sedangkan pada pondasi tiang sebesar Rp. 2.590.148.581,54. Gambar hasil perencanaan dapat dilihat pada Lampiran 2.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

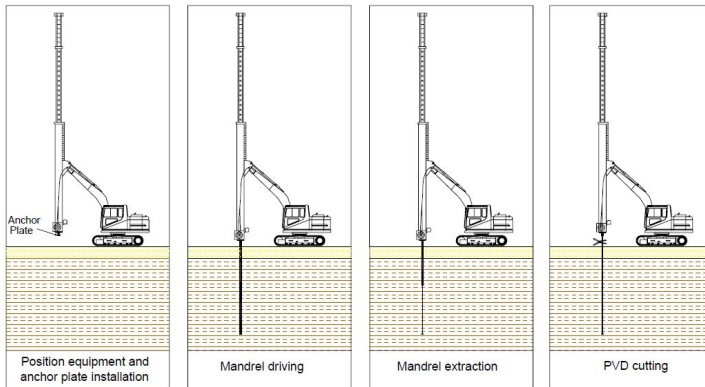
BAB V

METODE PELAKSANAAN

5.1 Metode Pelaksanaan Pemasangan PVD

Preloading dan *vertical drain* pada dasarnya bertujuan untuk meningkatkan kekuatan geser pada tanah, mengurangi kompresibilitas/kemampumampatan tanah, dan mencegah penurunan (*settlement*) yang besar serta kemungkinan kerusakan pada struktur bangunan.

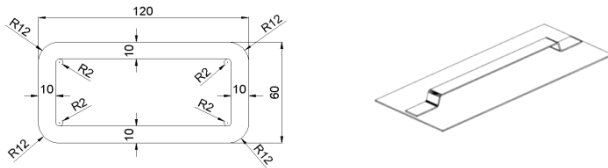
- Tahapan Pelaksanaan



Gambar 5.1 Urutan pemasangan PVD

Langkah-langkah pemasangan PVD adalah sebagai berikut :

- Persiapkan alat yaitu berupa excavator, stitcher, PVD, mandrel dan plate angkur baja. Pada dasar mandrel, material PVD dilingkarkan ke pengait baja yang dapat memperkuat posisi PVD supaya tidak lepas dengan mandrel pada saat proses pemasangan.



a.

b.

Gambar 5.2 a. Potongan melintang mandrel **b.** plate angkur

- PVD dipasang dengan menekan mandrel baja yang sudah dikaitkan dengan PVD. Mandrel didorong masuk kedalam tanah dengan menggunakan alat excavator.
- Setelah PVD mencapai kedalaman yang diinginkan atau alat sudah menemui lapisan keras, mandrel kemudian dilepas dan ditarik keatas tanah. Sementara itu, PVD dan plat pengait dari baja tetap dibiarkan didalam tanah. Setelah mandrel telah sepenuhnya keluar dari lapisan tanah, sisa PVD tersebut dipotong 15-20 cm dari permukaan tanah lantai kerja.
- Untuk dapat mendorong mandrel kedalam tanah, nilai resisten pada tanah (tanah di lantai kerja yang biasanya padat atau dilapisi geotextile) harus tidak melebihi 5 Mpa. Apabila lapisan tanah dipermukaan adalah merupakan jenis tanah sangat kuat, untuk memasukan mandrel ke dalam tanah diperlukan sistem getar, *hammer* maupun sistem *drilling*.

5.2 Metode Pelaksanaan Pondasi Rakit

Tahapan Pekerjaan Pelaksanaan Pondasi Rakit.

Persiapan Peralatan

- Menentukan peralatan apa saja yang akan digunakan dalam pekerjaan pengecoran, peralatan tersebut harus memiliki daya jangkau dan daya angkut yang memadai.
- Semua peralatan harus telah diperiksa dan diinspeksi secara rutin dan ketika akan melakukan pengecoran.
- Pipa penghubung harus dipasang dengan jarak 2 meter dengan spesi 1 meter terhadap tumpuan.

- Menyediakan penerangan yang baik di lokasi pengecoran apabila pekerjaan dilakukan di malam hari.
- Menyiapkan terpal penutup untuk mengantisipasi bila terjadi hujan dan mengarahkan air hujan ke luar lokasi pengecoran.
- Pompa beton harus berada dekat dengan lokasi pengecoran untuk menghindari terlalu banyaknya sambungan pipa.

Persiapan Pengecoran Beton

- Sebelum memulai pekerjaan, persetujuan dan izin kerja harus diberikan oleh Sub Kontraktor dan semua inspeksi harus sudah dilaksanakan dan disetujui oleh *Supervisor* Sub Konsultan.
- Ketinggian beton yang akan dituangkan harus diberi tanda dengan jelas di sekitar *formwork*.
- Lokasi pengecoran selanjutnya dibersihkan menggunakan udara terkompresi dan membuang sisa-sisa kawat pengikat serta disiram dengan air bersih yang kemudian dialirkan keluar lokasi pengecoran.
- Pagar pengaman atau barikade pengaman harus sudah terpasang agar proses pengecoran tidak mengganggu pekerjaan yang lain.
- Untuk pemesanan beton, jumlah beton dihitung berdasarkan *shop drawing* yang telah disetujui. Untuk pengecoran skala kecil, pemesanan dilakukan sesuai perhitungan. Untuk pengecoran skala besar, jumlah pemesanan ditambah 3% dari total beton yang dibutuhkan dan harus dikalkulasi berulang kali untuk mencegah pemesanan berlebih.
- Peralatan cadangan harus siap di posisi yang ditentukan dan telah diperiksa serta telah disetujui oleh Sub Konsultan sebelum pengecoran berlangsung.

Pengecekan Beton

- Surat pengantaran beton harus dicek untuk memastikan *mix design*, kuantitas, dan *slump* tepat.

- Waktu pembuatan beton harus dicek dan dipastikan pengecoran sebelum 2 jam setelah pembuatan.
- Tes *slump* harus dikerjakan menurut sampel kubus yang diambil.
- Metode pengambilan sampel :
 - Pondasi rakit, pelat lantai dan balok = setiap 25m^3 harus diambil 1 set sampel (3 silinder). Bila jumlah beton melebihi 100m^3 1 set sampel diambil setiap 100m^3 .
 - Kolom dan dinding = setiap truk mixer harus diambil 1 set sampel.

1 set sampel berisi 3 silinder. 1 silinder untuk pengujian kuat tekan beton 7 hari, 1 silinder untuk pengujian kuat tekan beton 28 hari, dan 1 silinder untuk cadangan.

Pelaksanaan Pengecoran Pondasi Rakit

- Tidak boleh ada penambahan air pada beton.
- Memastikan semua *platform* dan jalan pekerja telah terpasang di sekitar lokasi pengecoran.
- Pengecoran harus dikerjakan sedemikian rupa sehingga tidak terjadi pengecoran tidak rata, segregasi, terbuangnya material, serta rusaknya *formwork*.
- Beton haruslah terbentuk sedekat mungkin dengan hasil akhir sehingga tidak membutuhkan pekerjaan lain setelahnya.
- Beton haruslah dicor secara berlapis sesuai ukuran *vibrator*, kecuali untuk area basemen yang dicor langsung hingga level final.
- Beton tidak boleh digerakkan secara lateral oleh *vibrator*.
- Beton harus digetarkan sesuai pola yang ditentukan untuk memastikan kepadatan beton.
- Ketukan ataupun getaran lain dari luar tidak diperbolehkan.
- Beton tidak boleh jatuh bebas, lebih dari 1,5m untuk pekerjaan tertutup dan 0,9m untuk pekerjaan terbuka.
- Lapisan beton horizontal yang telah dipadatkan tidak boleh melebihi 0.3m spasi harus diatur agar tidak terjadi segregasi.

- Setelah ketinggian beton mencapai batas yang diinginkan, dilakukan pengukuran *level* dan *finish* dibuat sesuai standar desain.
- Bila beton akan dituang ke lokasi yang bersinggungan dengan beton yang sudah ada sebelumnya, tembok beton yang telah ada akan disiram air atau dilapisi cairan pengikat yang telah disetujui.
- Setelah beton mengeras dan *formwork* telah dilepas, beton diselimuti dengan karung goni basah dengan overlap 100mm dan tidak dibuka setidaknya selama 7 hari.

5.3 Metode Pelaksanaan Pondasi Tiang

Jack-in pile system merupakan suatu cara pemancangan tiang yang pelaksanaannya dengan menekan tiang pancang ke dalam tanah dengan menggunakan dongkrak *hydraulic* yang diberi beban counter weight agar alat pancang tidak terangkat dan membantu memancang tiang hingga tercapai daya dukung desainnya.

Kelebihan proses pemancangan menggunakan jack-in pile antara lain :

- tidak bising dan tidak menghasilkan polusi asap yang cukup berarti bila dibandingkan dengan penggunaan diesel hammer.
- tidak menimbulkan getaran disekeliling lokasi pemancangan sehingga aman untuk bangunan di sekitarnya.
- dengan menggunakan alat pancang dengan sistem jack-in pile ini tidak mungkin terjadi keretakan pada kepala tiang dan juga tidak mungkin terjadi necking (lekukan pada pondasi) seperti pada sistem bored-pile.
- estimasi daya dukung tiang dapat langsung dilihat dari hasil bacaan pressure gauge yang ada pada alat jack-in pile, karena mesin jack-in pile dilengkapi dengan pressure gauge (umunya dalam satuan MPa).

- **Material**

- Tiang pancang
- Pelat penyambung tiang pancang
- Kawat las

- **Peralatan**

- 1 unit Alat Pancang HSPD (*Pressing Hydraulic Cylinder, Clamping Box, dan Clamping Hydraulic Cylinder*)
- 1 unit Waterpass dan theodolit.
- 2 unit alat las
- APD dan peralatan keselamatan penunjang.



Gambar 5.3 *Hydraulic Static Pile Driver*

- **Tenaga Kerja**

- 1 orang surveyor
- 1 orang pelaksana
- 2 orang operator alat pancang HSPD
- 6 orang pekerja (2 orang helper, 2 orang pembobok, dan 2 orang pengikat)

- **Tahapan Pelaksanaan**

- Persiapan**

- Jalan masuk proyek untuk mobilisasi alat pancang tidak terhalang bidang kerja, tumpukan puing bekas bangunan atau material proyek. Jalan tetap padat saat dilewati trailer yang membawa alat pancang dan material dengan aman. Lebar pintu proyek minimal 8 meter.

- Lokasi pancang harus bersih dari semak, rumput, sampah atau material lainnya yang bisa mengganggu proses pemancangan.
- Tanah dilokasi pancang dapat menahan beban kerja alat pancang HSPD.
- Ijin pemancangan pondasi harus diselesaikan oleh pemberi tugas sebelum mobilisasi alat/material.

2. Mobilisasi Alat Pancang

- Alat pancang HSPD dikirim dalam beberapa bagian setelah persiapan lahan yang disebutkan selesai.
- Kendaraan pembawa bagian-bagian alat pancang HSPD berupa trailer sebanyak 6 sampai 8 mobil ditambah 1 unit mobil *crane* untuk merakit alat pancang HSPD.

3. Pengiriman dan Penumpukan

- Tiang pancang dikirim ke lokasi proyek menggunakan trailer dengan kapasitas ± 50 ton.
- Tiang pancang diturunkan dari trailer dengan *service crane* atau *crane* pada alat pancang HSPD.
- Tumpukan tiang pancang diletakkan sedekat mungkin dengan titik pancang untuk menghindari resiko patah akibat terlalu banyak pemindahan.
- Tiang ditumpuk di lapangan datar dan padat.
- Penumpukan tiang maksimal 3 lapis dengan ganjal kayu (5/10) pada jarak 20% dari panjang bentang yang diukur dari setiap ujung.

4. Penentuan Titik Pancang

- Penentuan titik-titik pancang dilakukan oleh tim surveyor pemberi tugas.
- Penentuan titik pancang dilaksanakan dengan patok kayu atau besi yang dibenamkan minimal 20 cm kedalam tanah padat.
- Akurasi titik pancang harus dijaga dari pergeseran akibat hantaman tiang, trailer atau terinjak kaki alat pancang HSPD.

5. Prosedur Kerja Pemancangan HSPD

- Posisikan alat pancang HSPD pada koordinat yang ditentukan dalam keadaan rata dengan bantuan alat “*Nivo*” dibantu dengan waterpass pada posisi chasis panjang.
- Tiang pancang yang telah diberi tanda setiap 1000 mm diangkat oleh *crane* pada alat pancang HSPD dan dimasukkan kedalam alat penjepit.
- Posisikan tiang pancang tepat diatas titik pancang dalam keadaan tegak lurus dengan bantuan alat unting-unting.
- Setelah semuanya terpenuhi selanjutnya dilakukan penjepitan tiang dengan tekanan maksimum ± 20 MPa dibaca pada *Manometer C*.
- Tekanan dilakukan sebesar 200 % dari beban rencana (pembacaan tekanan pada manometer harus sesuai dengan beban yang ditentukan, konversi pembacaan manometer dan beban sesuai spesifikasi alat terlampir)
- Dilakukan penekanan tiang dengan menggunakan *Cylinder Jack* sampai mencapai beban yang sudah ditentukan.
- Selama proses pemancangan harus dicatat (*Pilling Record*) tekanan yang timbul kontra kedalaman tiang yang tertanam.
- Apabila dalam proses pemancangan tiang tidak dapat ditekan lagi, sehingga terdapat sisa tiang diatas permukaan tanah maka sisa tiang tersebut dipotong dengan alat pemotong untuk memberikan jalan kerja bagi alat pancang HSPD ke titik berikutnya.
- Kondisi *final set* sudah tercapai apabila pembacaan pada manometer sudah menunjukkan 250% beban rencana.

6. Pengelasan

- Apabila diperlukan pekerjaan sambungan maka dilakukan pengelasan menggunakan *welding electrodes* LB-52 E7016 (spesifikasi produk terlampir)

- Dilakukan pembersihan pada area pengelasan.
- Pengelasan dilakukan sebanyak minimal 2 layer sampai gap antar tiag pancang tertutup.
- Untuk mempercepat prosesnya, dilakukan pengelasan dari 2 sisi.

7. Safety

- Permukaan area pemancangan harus bebas dari bahan-bahan yang dapat mengakibatkan pergeseran, seperti oli, minyak, dll.
- Penggunaan Alat Pelindung Diri (APD) wajib digunakan selama pemancangan berlangsung.
- Saat pengelasan, pekerja menggunakan APD khusus pengelasan.
- Jika cuaca mendung atau hujan dan terindikasi bahaya petir maka pekerjaan dihentikan.
- Penempatan rambu-rambu k3 di sekitar area pemancangan

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis data, maka dapat ditarik kesimpulan bahwa:

1. Pada disain pondasi tiang pancang menggunakan tiang pancang bulat D60 direncanakan 3 tipe konfigurasi tiang pancang dengan kedalaman 30 meter (N-SPT 50). Settlement yang terjadi adalah *immediate settlement* atau *elastic settlement* dengan batasan yang diijinkan.
2. Pada disain pondasi rakit direncanakan pada kedalaman 3 meter dengan dimensi 44 x 42 meter dengan tebal plat 40 cm dan kekuatan balok 60/90 cm. Differential settlement melebihi batas toleransi 0.0015 (NAFVAC, DM-7).
3. Untuk menghilangkan settlement pada pondasi rakit dibutuhkan perbaikan tanah. Waktu yang dibutuhkan untuk memampat jika tidak menggunakan PVD yaitu selama 10.82 tahun sehingga untuk menghilangkan *consolidation settlement* maka dilakukan perbaikan tanah dengan menggunakan PVD dengan kombinasi *preloading*. Untuk masa waktu perbaikan 11 minggu diperlukan PVD dengan jarak 1.1 meter dengan tebal 5 mm dan tebal 100 mm.
4. Biaya bahan dari kedua jenis pondasi adalah :
 - Pondasi Tiang = Rp 2,590,148,581.54
 - Pondasi Rakit = Rp 1,285,983,935.76

Maka alternatif yang disarankan adalah menggunakan tiang pancang walaupun dari harga material lebih mahal dibandingkan pondasi rakit tetapi pada pondasi tiang tidak diperlukan perbaikan tanah terlebih dahulu karena penurunan tanah (*settlement*) tidak menjadi masalah. Sedangkan jika menggunakan pondasi rakit perlu dilakukan perbaikan tanah terlebih dahulu. Perbaikan tanah dengan PVD dan *preloading*

timbunan membutuhkan material timbunan yang cukup besar sehingga tidak efektif digunakan pada proyek tersebut.

6.2 Saran

Pondasi rakit bisa jadi alternatif pilihan karena lebih ekonomis dibandingkan pondasi tiang pancang. Pondasi rakit dapat digunakan jika daya dukung tanah di permukaan cukup baik. Untuk perbaikan tanah dengan PVD dan preloading dengan timbunan membutuhkan mobilisasi alat berat dan material timbunan yang banyak sehingga perlu dipikirkan untuk penggunaan *vacuum preloading* maupun kombinasi *vacuum preloading* dan timbunan jika beban *vacuum* tidak mencukupi.

DAFTAR PUSTAKA

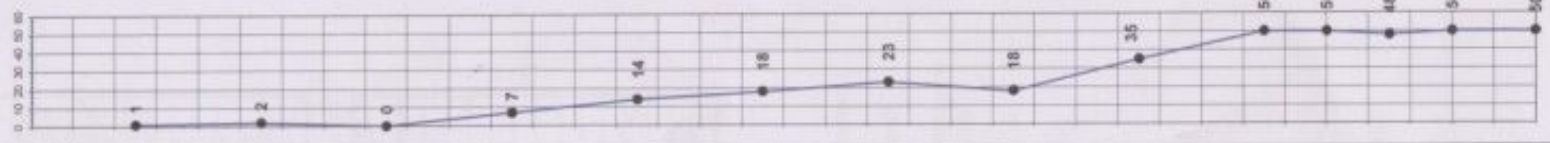
- Bowles, J.E. 1983. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid II*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. 2011. *Principles of Foundation Engineering 7th Edition*. USA: Cengage Learning.
- Kumalasari, Putu Tantri. 2008. *Analisa Pemodelan 3 Dimensi Sistem Struktur Gedung Dengan Pondasi Dangkal Di Atas Tanah Lunak Yang Mengakibatkan Penurunan Konsolidasi Merata*. Surabaya: Institute Teknologi Sepuluh Nopember.
- SNI 2847-2013. *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*
- Untung, Djoko. 2012. *Bahan Ajar Rekayasa Pondasi dan Timbunan*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS
- Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DRILLING LOG

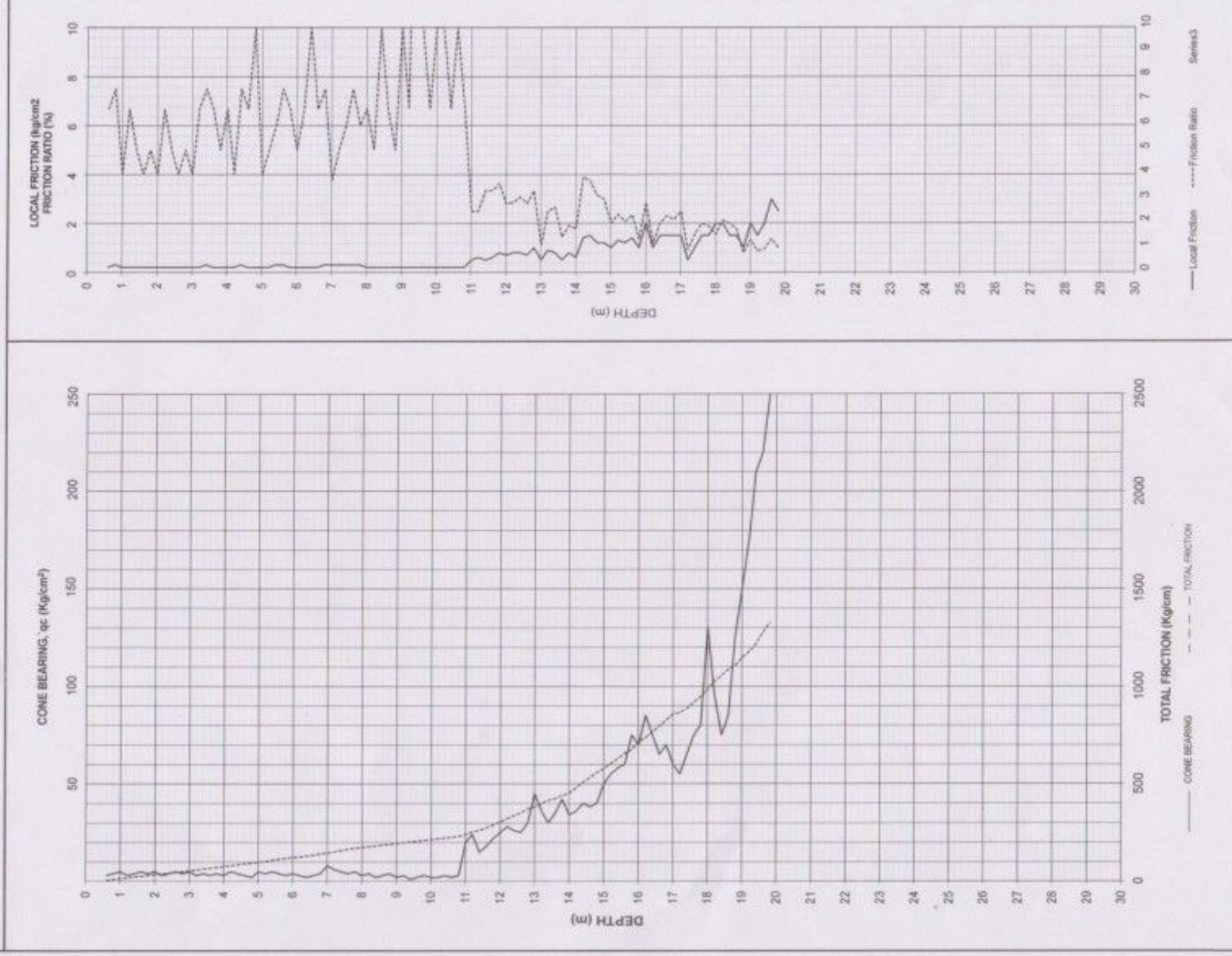
Client	PT. TLATAH GEMA ANUGERAB										Type of Drilling	Rotary drilling machine			Remarks	
Project Name	APARTEMEN BALE HINGGIL										Date Start	23 September 2012			UD = Undruth Sample	
Bore Hole Name	BB-1										Date End	27 September 2012			CS = Core Sample	
Ground Water Level											Driller	P. Sampun			SPT = SPT Test	
Project Location	SEMAMPUR, SURABAYA															
Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test			N - Value
									Sample Code	Depth in m	Sample Code	Depth in m	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm		
0.00	0.00				START OF BORING											
1.00	-1.00				TIKULAN	WHITE										
2.00	-2.00				LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU KERTAMAM	VERY SOFT TO SOFT	N-SPT 1-1	-2.00 -3.00	UD/01	-3.00	1	0	0	1	
3.00	-3.00															
4.00	-4.00															
5.00	-5.00															
6.00	-6.00				LEMPUNG	ABU-ABU KERTAMAM	VERY SOFT TO SOFT	N-SPT 2-2	-5.00 -6.00	UD/02	-6.00	2	0	1	1	
7.00	-7.00															
8.00	-8.00															
9.00	-9.00															
10.00	-10.00				LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU	VERY SOFT	N-SPT 0	-8.00 -9.00	UD/03	-9.00	0	0	0	0	
11.00	-11.00															
12.00	-12.00															
13.00	-13.00				LEMPUNG	ABU-ABU	MEDIUM TO STIFF	N-SPT 7-14	-11.00 -12.00	UD/04	-12.00	7	2	3	4	
14.00	-14.00															
15.00	-15.00															
16.00	-16.00															
17.00	-17.00				PASIR BERLALAU BERLEMPUNG	COKLAT	LOOSE TO MEDIUM	N-SPT 18	-17.00 -18.00	UD/05	-18.00	18	4	7	11	
18.00	-18.00															
19.00	-19.00															
20.00	-20.00				PASIR BERLALAU BERLEMPUNG	COKLAT	LOOSE TO MEDIUM	N-SPT 23	-20.00 -21.00	UD/06	-21.00	23	5	6	16	
21.00	-21.00															
22.00	-22.00				PASIR LAMAU BERLEMPUNG	ABU-ABU	LOOSE TO MEDIUM	N-SPT 18-23	-22.00 -23.00	UD/07	-23.00	18	4	6	10	
23.00	-23.00															
24.00	-24.00				LEMPUNG	ABU-ABU	VERY STIFF	N-SPT 16	-24.00 -25.00	UD/08	-25.00	16	4	6	10	
25.00	-25.00															
26.00	-26.00				LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU	DENSE	N-SPT 36	-26.00 -27.00	UD/09	-27.00	36	7	12	25	
27.00	-27.00															
28.00	-28.00															
29.00	-29.00				PASIR BERLALAU BERLEMPUNG	COKLAT	VERY DENSE	N-SPT 40	-29.00 -30.00	UD/10	-30.00	40	8	18	35	
30.00	-30.00															
31.00	-31.00															
32.00	-32.00															
33.00	-33.00				PASIR BERLALAU BERLEMPUNG	COKLAT	VERY DENSE	N-SPT 40	-33.00 -34.00	UD/11	-34.00	48	10	16	30	
34.00	-34.00															
35.00	-35.00															
36.00	-36.00															

Depth (m)	N-Value (Blows/30cm)
0.00	1
1.00	1
2.00	1
3.00	1
4.00	1
5.00	1
6.00	1
7.00	1
8.00	1
9.00	1
10.00	1
11.00	1
12.00	14
13.00	14
14.00	18
15.00	18
16.00	23
17.00	23
18.00	18
19.00	18
20.00	35
21.00	35
22.00	50
23.00	50
24.00	50
25.00	50
26.00	48
27.00	48
28.00	50
29.00	50
30.00	50



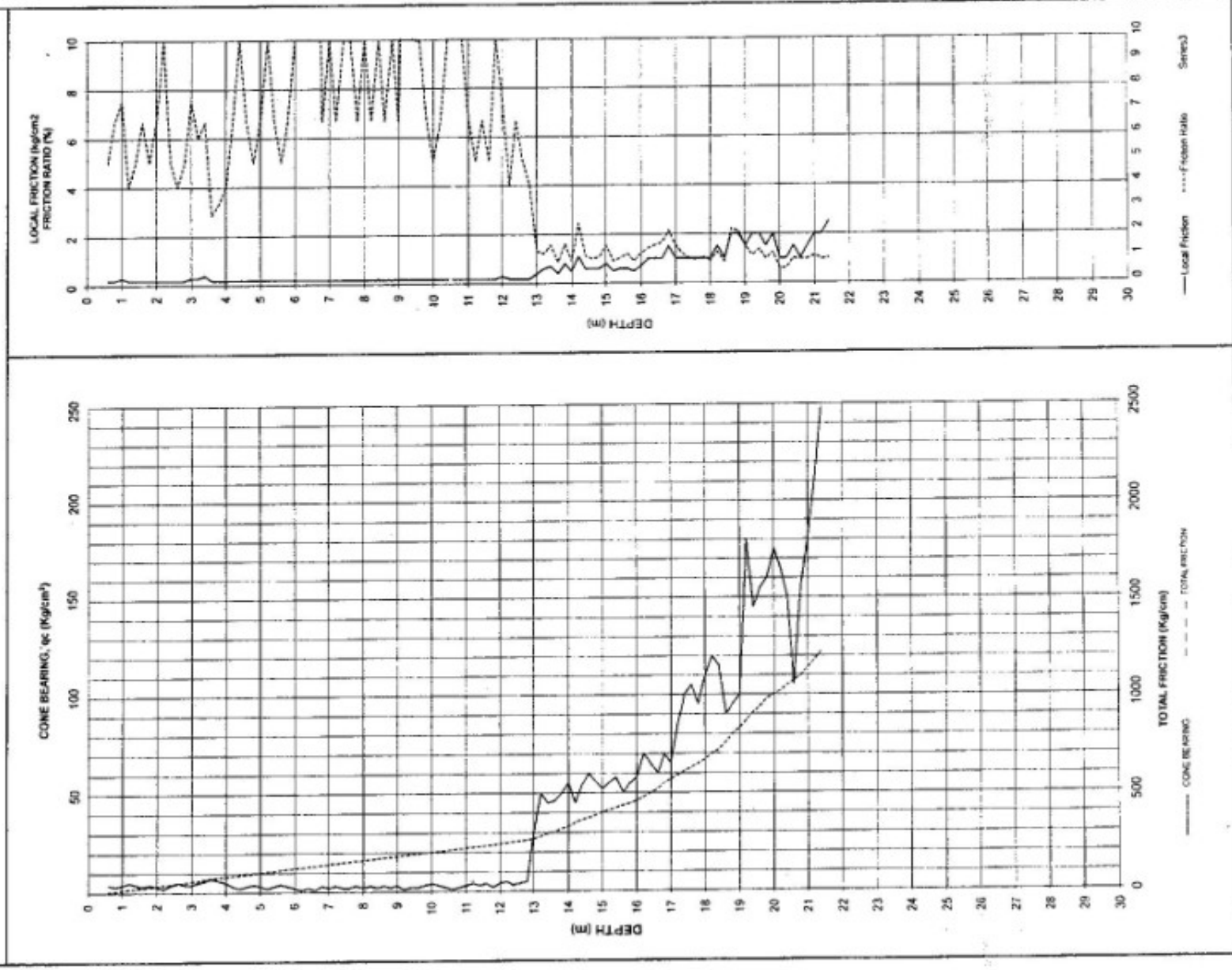
Cone Penetrometer Test (CPT)

KLIEN	: PT. TLATAH GEMA ANUGERAH
PROYEK	: PEMBANGUNAN GEDUNG BALE HINGGIL
Titik	: S-1
Lokasi	: JL. SEMAMPIR, SURABAYA
Master Sondir	: P. SAMPUN
Tanggal	: 26 September 2012



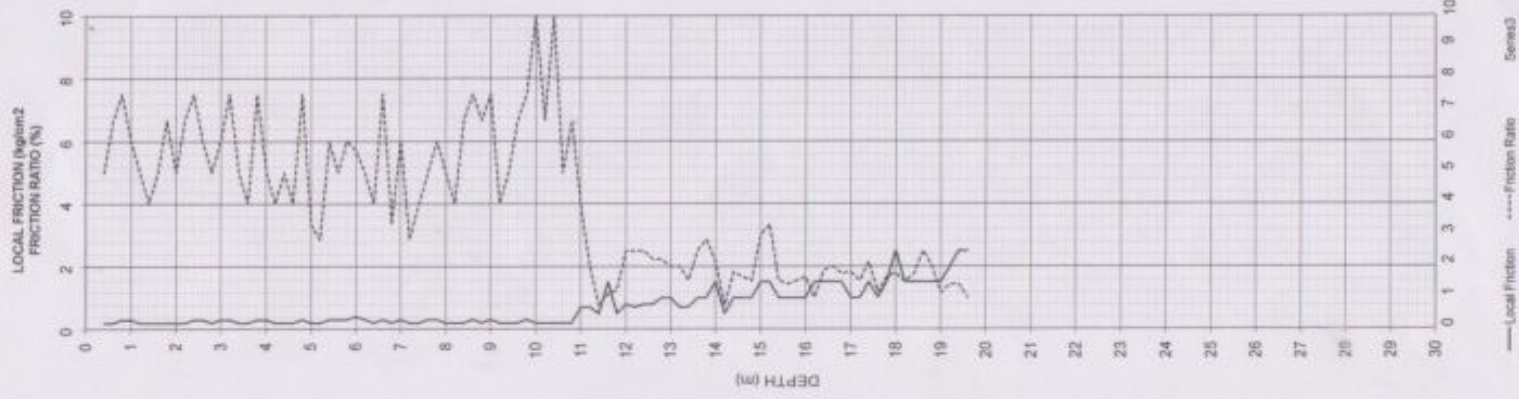
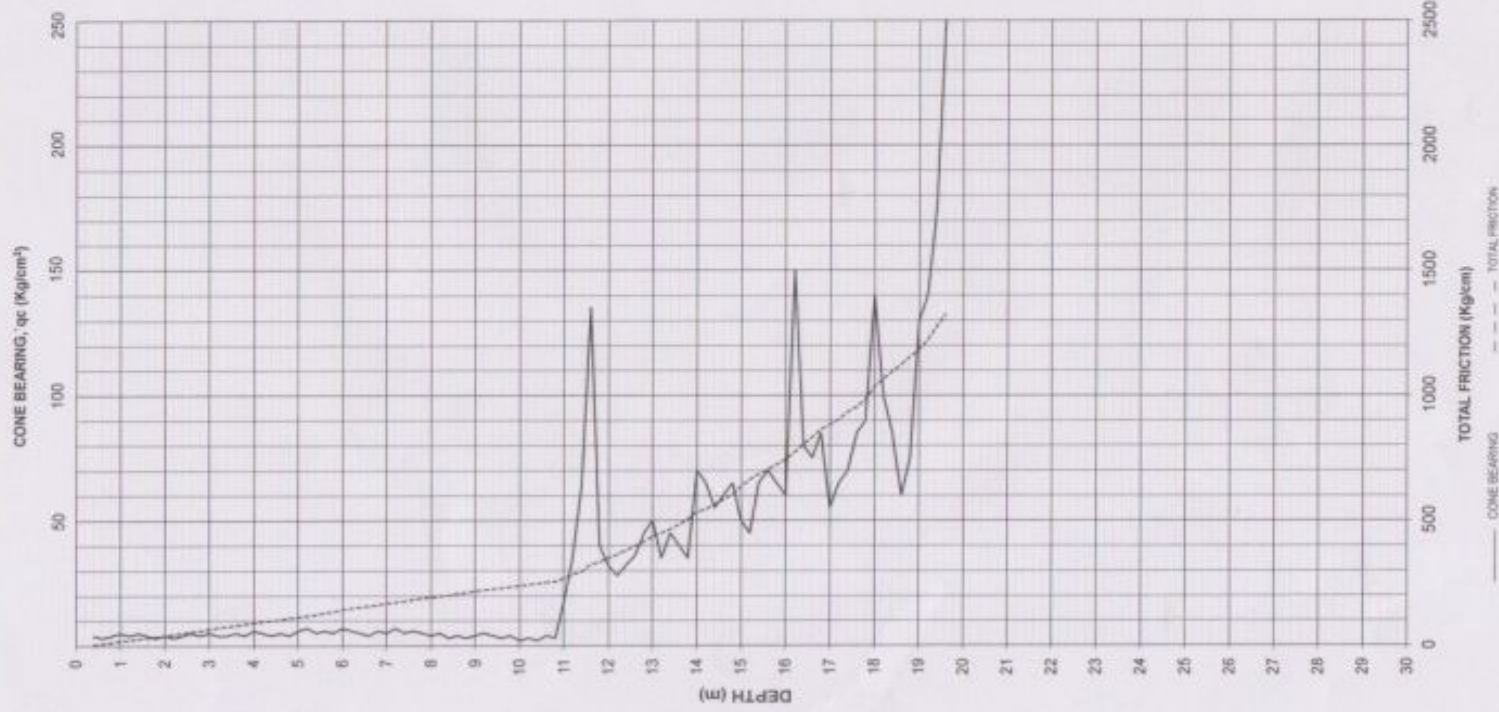
Cone Penetrometer Test (CPT)

KLIEN	: PT. TLATAH GEMA ANUGERAH
PROYEK	: PEMBANGUNAN GEDUNG BALE HINGGIL
Titik	: S-2
Lokasi	: JL. SEMAMPIR, SURABAYA
Master Sondir	: P. SAMPUN
Tanggal	: 26 September 2012



Cone Penetrometer Test (CPT)

KLIEN	: PT. TLATAH GEMA ANUGERAH
PROYEK	: PEMBANGUNAN GEDUNG BALE HINGGIL
Titik	: S-3
Lokasi	: JL. SEMAMPIR, SURABAYA
Master Sondir	: P. SAMPUN
Tanggal	: 26 September 2012



REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIEN : PT. TLATAH GEMA ANUGERAH
PROYEK : GEDUNG BALE HINGGIL
Lokasi : JL. SEMANGIR SURABAYA

TITIK BOR : BH-1
MASTER BOR : P. SAMPUN
TANGGAL : 11 OKTOBER 2012

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRI						CONSOLIDATION				
	Gs	e	Sr	Wc	n	rd	rsat	Pp	Cc	Cv	
-3.00	2.724	1.515	100.000	55.61	60.23	1.686	1.686	1.15	1.081	1.40E-03	
-6.00	2.715	1.504	100.000	55.40	60.06	1.685	1.685	1.11	0.931	9.00E-04	
-9.00	2.703	1.468	100.000	54.31	59.48	1.690	1.690	1.08	0.854	9.80E-04	
-12.00	2.687	1.497	100.000	55.71	59.95	1.676	1.676	1.05	0.78	6.00E-04	
-15.00	2.669	1.437	100.000	53.84	58.97	1.685	1.685	*	*	*	
-18.00	2.749	1.218	100.000	44.31	54.91	1.789	1.239	*	*	*	
-21.00	2.637	1.234	100.000	46.80	55.24	1.733	1.180	*	*	*	
-24.00	2.615	1.297	100.000	49.60	56.48	1.703	1.138	*	*	*	
-27.00	2.628	1.207	100.000	45.93	54.69	1.738	1.191	*	*	*	
-30.00	2.549	0.948	100.000	37.19	48.67	1.795	1.309	*	*	*	
-33.00	2.644	0.847	100.000	32.03	45.86	1.890	1.432	*	*	*	
-36.00	2.694	0.867	100.000	32.18	46.44	1.907	1.443	*	*	*	

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH TEST			PERMEABILITY TEST
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	φ	C	Cu	
-3.00	0.00	30.72	69.28	56.08	30.22	25.86	0	*	0.050	*
-6.00	0.00	3.95	96.05	71.77	34.19	37.58	0	*	0.080	*
-9.00	0.00	10.29	89.71	72.10	33.88	38.22	0	*	0.090	*
-12.00	0.00	40.69	59.31	68.15	33.47	34.68	0	*	0.250	*
-15.00	0.00	11.10	88.90	72.27	34.73	37.54	0	*	0.650	*
-18.00	0.00	50.57	49.43	NP	NP	NP	0	*	0.871	*
-21.00	10.03	62.10	27.87	NP	NP	NP	0	*	1.150	*
-24.00	0.00	10.00	90.00	73.93	33.21	40.72	0	*	0.930	*
-27.00	0.00	31.26	68.74	57.05	31.53	25.52	0	*	1.649	*
-30.00	11.44	58.93	29.63	NP	NP	NP	38	0	*	*
-33.00	0.00	63.65	36.35	NP	NP	NP	0	*	2.150	*
-36.00	0.00	65.72	34.28	NP	NP	NP	0	*	2.600	*

REMARK

G = Gravel (%)
S = Sand (%)
S + Cl = Silt + Clay (%)

Gs = Specific Gravity
e = Void ratio
Sr = Degree of saturation (%)

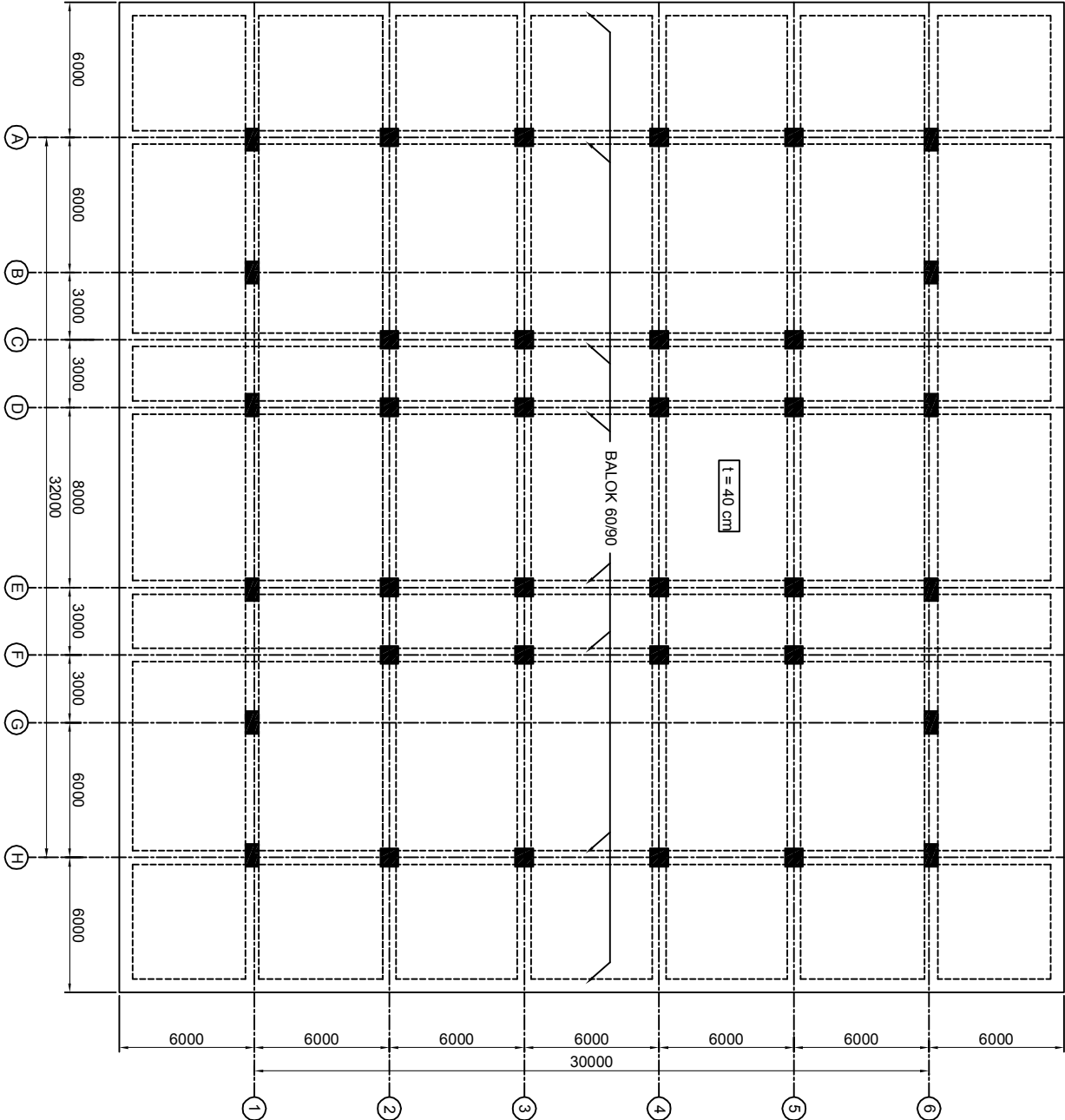
LL = Liquid Limit (%)
PL = Plastic Limit (%)
PI = Plastic Index (%)

Wc = Water content (%)
n = Porosity (%)
% = Wet density (gr/cc)

Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm²)
Cc = Compression Index
Cv = Compression of Consolidation (cm²/del)
* = Not test

φ = Angle of internal friction (degree)
C = Cohesion (kg/cm²)
Cu = Cohesion Undrained (kg/cm²)

γsat = Saturated density (gr/cc)
γd = Dry density (gr/cc)



PROGRAM STUDI LINTAS JALUR S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

TUGAS KURSUS
PERENCANAAN PONDASI RAKIT DAN PONDASI TANGKUP
DENGAN MENYERAHKAN PERENCANAAN SETIAP ELEMEN
STUDI KASUS GEDUNG FASILITAS UMUM PENDIDIKAN
UNIVERSITAS 17 AGUSTUS 1945 SURABAYA (UNING)

NAME		NRP	SIGN
HARTONO		511406010	
SUTRISNANTI		NRP	SIGN
Prof. Dr. Indrawati M. M. M.		NRP	SIGN
SUTRISNANTI		NRP	SIGN
Mudrin Adh. M.		NRP	SIGN
DRAWING		SCALE	
DENAH PONDASI RAKIT		1 : 100	

NO. DRAWING	1	1 of 4
NO. SHEET	1	1

REV	REVISION	DATE	SIGN

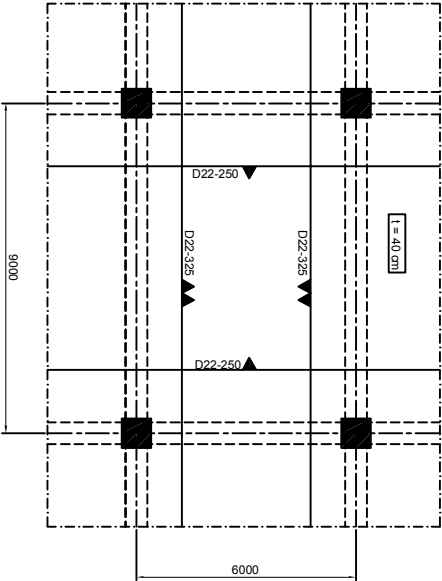


PROGRAM STUDI LINTAS JALUR S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

TUGAS AKHIR
PERENCANAAN PONDASI RAKIT DAN PONDASI TIANG
DENGAN MEMPERHATIKAN DIFFERENTIAL SETTLEMENT
"STUDI KASUS GEDUNG FASILITAS UMUM PENDIDIKAN
UNIVERSITAS 17 AGUSTUS 1945 SURABAYA (UNTAQ)"

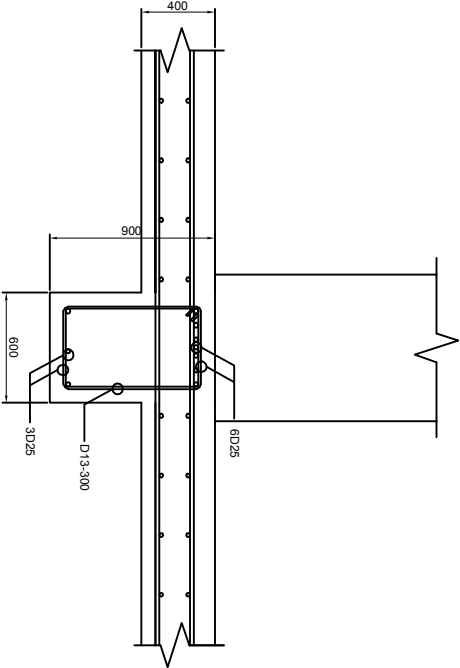
NAME	NRP	SIGN
HARTONO	3114106010	
SUPERVISOR 1		
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc., PhD		
SUPERVISOR 2		
Musashin Arif ST., MT		

DRAWING	SCALE
DETAIL PENULANGAN PELAT	1: 50
DETAIL BALOK	1: 20
NO. DRAWING	2 of 4
NO. SHEET	2



DETAIL PENULANGAN PELAT

SKALA 1 : 50



DETAIL BALOK

SKALA 1 : 20

[illegible]

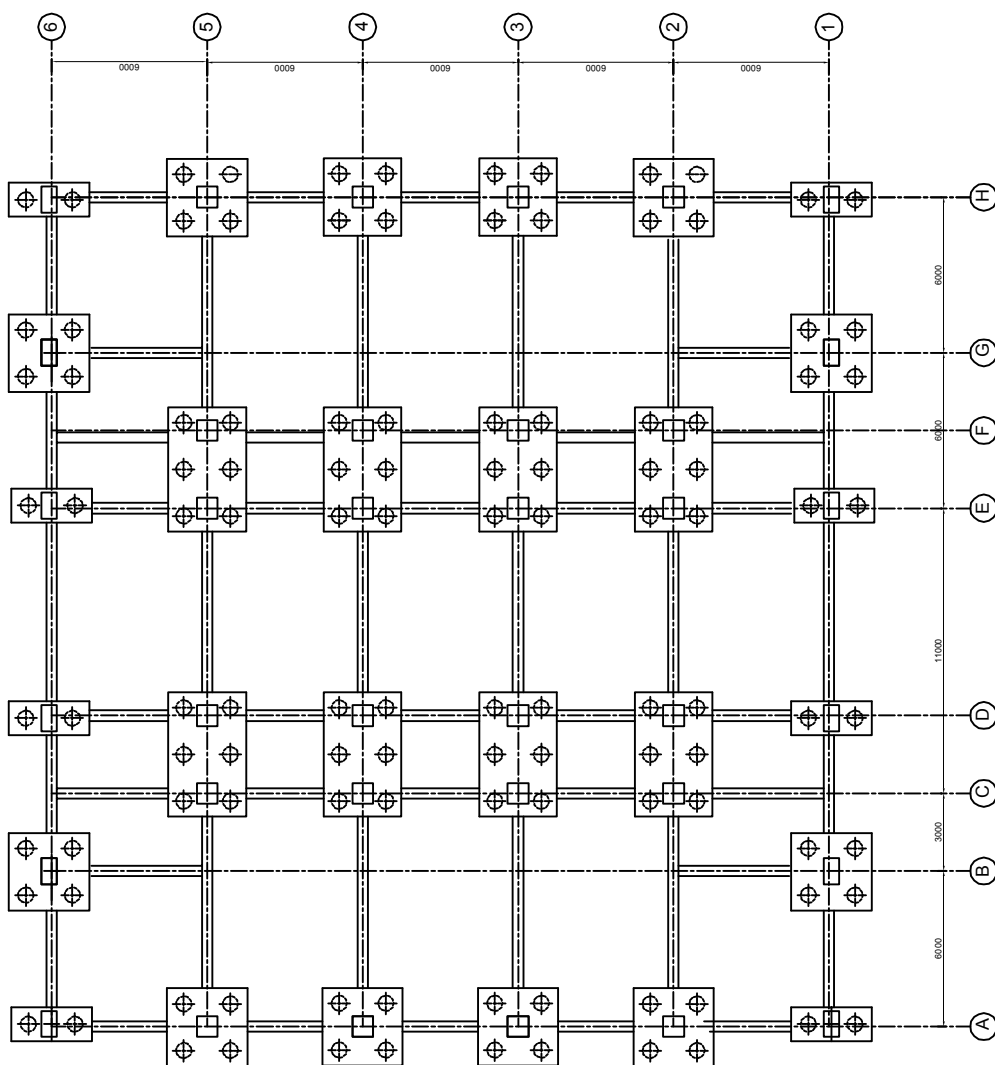
PROGRAM STUDI LINTAS JALUR S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

TUGASAKHIR
PERENCANAAN PONDASI RAKIT DAN PONDASI TIANG
ENGAN MEMPERHATIKAN DIFFERENTIAL SETTLEMENT
STUDI KASUS GEDUNG FASILITAS UMUM PENDIDIKAN
UNIVERSITAS 17 AGUSTUS 1945 SURABAYA (UNTAG)

NAME	SNP	SIGN
HARTINGO	3114106010	
SUPERVISOR 1	SNP	SIGN
Prof. Jr. Hilaruaya B. Mochar, MSc, PhD		
SUPERVISOR 2	SNP	SIGN
Maria In April ST., MT		

DENAH PONDASI TIANG

SCALE 1:100



DENAH PONDASI TIANG

SCALE 1 : 100

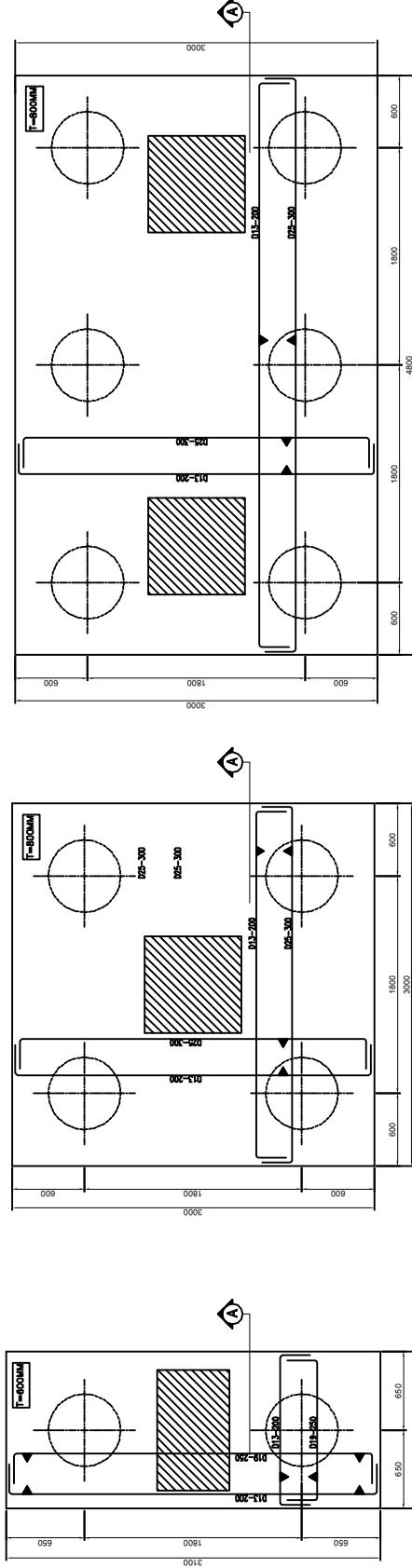
NO. DRAWING	3 of 4
NO. SHEET	3



TUGASAKHIR

SUPERVISOR 1	NRP	SIGN
Prof. Ir., Indrasurya B. Mochtar, MSc., PhD		
SUPERVISOR 2	NRP	SIGN
Musli'in Arif, ST., MT		

DRAWING		SCALE
DETAIL TYPE PC-1		1:20
DETAIL TYPE PC-2		1:20
DETAIL TYPE PC-3		1:20
NO. DRAWING		4 of 4
NO. SHEET		4



DETAIL TYPE PC-1

SCALE 1 : 100

BIODATA PENULIS

Hartono



Penulis dilahirkan di Pekanbaru, 5 Februari 1991, merupakan anak kedua dari tiga bersaudara.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Berseba Pekanbaru, SMP N 2 Pekanbaru, Dan SMK N 2 Pekanbaru pada tahun 2004, Penulis mengikuti seleksi penerimaan mahasiswa jalur PB2SMAK Program Diploma Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada dan diterima di Jurusan Teknik Sipil pada tahun 2007.

Penulis menempuh pendidikan di Program Diploma Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada selama 7 semester, lulus pada September tahun 2011. Setelah lulus dari Program Diploma Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada, penulis diterima bekerja di PT. RAPP sebagai Staff di departemen Engineering hingga Februari 2015. Pada tahun 2015 penulis melanjutkan pendidikannya untuk mengambil Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS).

Penulis terdaftar di Jurusan Teknik Sipil Program Sarjana Lintas Jalur Institut Teknologi Sepuluh Nopember dengan NRP. 3114106010. Apabila ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat berkomunikasi via email (Hartonopku@gmail.com).

“halaman ini sengaja dikosongkan”